

Validatie van partiële factoren uit “Probabilistische analyse damwandconstructies”

Datum:	Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.
Onderdeel:	Eindrapport
Versie:	Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.
Afstudeerder:	P. de Grave Robijnhorst 152 2592 TW 's-Gravenhage gravedepeter@hotmail.com 06-21876604
Studienummer:	9276383
Bedrijf:	Gemeentewerken Rotterdam Ingenieursbureau Havens en Transport Havens en Vaarwegen Europoint III, k. 16.46 Galvanistraat 15 Postbus 6633 3002 AP Rotterdam 010-4893312
Afstudeerprofessor TU Delft:	Prof. Drs. Ir. J.K. Vrijling
Afstudeercoördinator IGWR:	Ir. J.G. de Gijt
Commissieleden:	Ir. E.O.F. Calle Ing. H.J. Everts

Voorwoord

In 1996 is door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam (IGWR) in een “Probabilistische analyse damwandconstructies” een set partiële veiligheidsfactoren afgeleid voor het ontwerpen van damwandconstructies. Voor u ligt het eindrapport van de studie naar de geldigheid van deze set partiële veiligheidsfactoren bij het ontwerp van kademuren met een betonnen bovenbouw. Deze studie is uitgevoerd in het kader van mijn afstudeerwerk aan de TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, in samenwerking met IGWR, afdeling Haven en Transport. Behoeftte aan deze studie bestond bij IGWR vanwege het in ontwikkeling zijnde “Handboek Kademuren” van het Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), waarbij IGWR een belangrijke rol speelt.

Dank gaat in de eerste plaats uit naar mijn afstudeercommissie, bestaande uit Prof. Drs. Ir. J.K. Vrijling en Ing. H.J. Everts van de TU Delft, Ir. J.G. de Gijt van IGWR en Ir. E.O.F. Calle van Geo Delft. Verder wil ik graag alle medewerkers van IGWR, afdeling Havens en Vaarwegen, bedanken, in het bijzonder Ing. P.J.M. Heijndijk, voor alle nuttige input gedurende deze studie. Verder wil ik als laatste nog de projectgroep van het in ontwikkeling zijnde handboek “kademuren” bedanken voor de prettige samenwerking.

Samenvatting

In 1996 is door het Ingenieursbureau van Gemeentewerken Rotterdam een probabilistische studie uitgevoerd naar de grootte van de partiële veiligheidsfactoren die toegepast konden worden bij het ontwerpen van kademuurconstructies. Deze studie is beschreven in het “Eindrapport Probabilistische Analyse Damwandconstructies” [2].

Om de effecten van deze set partiële factoren te onderzoeken zijn vergelijkingsberekeningen uitgevoerd aan de hand van een viertal bestaande constructies, te weten de Zeekade en de Bewerkingskade van EMO, de Delta 2 terminal van ECT/Sealand, allen op de Maasvlakte en de Handelskade Oost in Delfzijl. De gevonden dimensies zijn hierna vergeleken met de oorspronkelijk gevonden waarden.

Voor de dimensies van de combiwand kan worden geconcludeerd dat de gevonden afmetingen met de nieuwe factoren grotendeels overeenkomen met de oorspronkelijke waarden. De representatieve waarde van de grondmechanische sterkte van het anker ligt over het algemeen hoger dan de waarden uit de oorspronkelijke berekening. De verklaring hiervoor is de manier van omgang met de krachten uit de bovenbouw. De representatieve waarde van de sterkte ten gevolge van de ankerkracht uit de damwandberekening is nagenoeg ongewijzigd gebleven. Bij de nieuwe berekeningsmethodiek worden de krachten uit de bovenbouw vermenigvuldigd met partiële belastingfactoren, conform de factoren gegeven in NEN 6702.

Hierna zijn twee van de beschouwde constructies probabilistisch benaderd, om te kunnen beoordelen of de constructies voldeden aan de veiligheidsniveaus voor de diverse bezwijkmechanismen die gesteld zijn in de foutenboom uit de probabilistische analyse van IGWR [2]. De beschouwde constructies zijn de Zeekade van EMO en de Delta 2 terminal van ECT/Sealand.

Omdat het programma PC-Dam, waarmee de berekeningen uitgevoerd zijn een aantal belangrijke beperkingen heeft, zijn de constructies zodanig geschematiseerd dat een veilige benadering is gegeven van de gevonden betrouwbaarheidsindices.

Uit de probabilistische berekeningen bleek dat de beoogde veiligheidsniveaus voor de mechanismen “vloei van de combiwand” en “anker bezwijkt grondmechanisch” behaald werd, ondanks de veilige aannames in de schematisatie, voornamelijk met betrekking tot de krachten uit de bovenbouw. De verhoudingen tussen de veiligheidsniveaus die gevonden werden voor de diverse mechanismen van de verankering bleken echter niet te kloppen, en daarom zijn de partiële factoren voor de mechanismen “bezwijken van het ankerprofiel” en “bezwijken van de anker verbinding” aangepast en herverdeeld over de belasting- en de sterktekant.

Inhoudsopgave

VOORWOORD

SAMENVATTING

1. INLEIDING	1
2. PROBLEEMBESCHRIJVING	3
2.1 Probleemanalyse	3
2.2 Probleemstelling	8
2.3 Doelstelling	8
3. RESUMÉ PROBABILISTISCHE ANALYSE DAMWANDCONSTRUCTIES	9
3.1 Inleiding	9
3.2 Gebruikte methodiek niveau II probabilistische analyse	10
3.3 Gevolgde onderzoeksmethodiek	13
3.4 Resultaten probabilistische analyse	15
4. DETERMINISTISCHE ONTWERPBEREKENING	17
4.1 Inleiding	17
4.2 Berekeningsaanpak vergelijkingsberekeningen	17
4.3 Stappenplan	18
4.4 Bepaling invoerparameters	19
4.4.1 Geometrische parameters	19
4.4.2 Grondparameters	21
4.4.3 Overige parameters	21
5. VERGELIJKINGSBEREKENINGEN	23
5.1 Algemeen	23
5.2 Zeekade EMO terminal - Maasvlakte Amazonehaven	24
5.2.1 Projectbeschrijving EMO Zeekade	24
5.2.2 Berekening EMO Zeekade aan de hand van het stappenplan	25
5.2.3 Resultaten vergelijkingsberekening EMO Zeekade	35
5.2.4 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening EMO Zeekade	36
5.3 Bewerkingskade EMO Terminal - Maasvlakte Beerkanaal	38

5.3.1 Projectbeschrijving EMO Bewerkingskade	38
5.3.2 Resultaten Berekening EMO Bewerkingskade	39
5.3.3 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening EMO Bewerkingskade	40
5.4 ECT/Sealand Delta terminal - Containerkade Delta 2	41
5.4.1 Projectbeschrijving Containerkade Delta 2	41
5.4.2 Resultaten berekening Containerkade Delta 2	42
5.4.3 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening containerkade Delta 2	43
5.5 Delfzijl Handelskade Oost	44
5.5.1 Projectbeschrijving	44
5.5.2 Resultaten berekening Handelskade Oost	45
5.5.3 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening Delfzijl Handelskade Oost	46
5.6 Conclusies uit vergelijkingsberekeningen	47
6. PROBABILISTISCHE ANALYSE NIEUWE ONTWERPEN	49
6.1 Inleiding	49
6.2 Schematisatie constructies in PC Dam	49
6.3 Resultaten probabilistische berekening	53
6.4 Aanpassen dimensionering en bepalen definitieve partiële factoren	54
6.5 Overzicht partiële veiligheidsfactoren	57
7. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	60

Literatuur

Bijlage I	Bepalen rekenwaarden waterstanden
Bijlage II	Berekening EMO Zeekade Amazonehaven zuidzijde
Bijlage III	Berekening EMO Bewerkingskade
Bijlage IV	Berekening ECT/Sealand Delta 2 terminal
Bijlage V	Berekening Delfzijl Handelskade Oost
Bijlage VI	Probabilistische berekening EMO Zeekade Mechanisme "Vloei van de wand"
Bijlage VII	Probabilistische berekening EMO Zeekade Mechanisme "Grondmechanisch bezwijken van het anker"
Bijlage VIII	Probabilistische berekening EMO Zeekade Optimalisatie wanddikte buispalen
Bijlage IX	Probabilistische berekening EMO Zeekade Optimalisatie Representatieve waarde sterkte anker grondmechanisch

Lijst met figuren

Figuur 2-1	Foutenboom damwandconstructie	5
Figuur 3-1	Bezwijken grond aan passieve zijde	14
Figuur 3-2	Bezwijken van de combiwand op buiging	14
Figuur 3-3	Bezwijken van de ankerverbinding	14
Figuur 3-4	Bezwijken van het anker grondmechanisch	14
Figuur 3-5	Bezwijken van het ankerprofiel	14
Figuur 4-1	Bepalen rekenwaarde bodemligging	20
Figuur 5-1	Overzicht Europees Massagoed Overslagbedrijf (EMO)	24
Figuur 5-2	Zeekade EMO terminal - Maasvlakte Amazonehaven	25
Figuur 5-3	Sondering DN87 met gebruikte grondschematisatie en parameters	27
Figuur 5-4	Schematisatie constructie in MSheet en maatgevende terreinbelasting	28
Figuur 5-5	Schematisatie constructie t.b.v. bepalen krachten uit bovenbouw	29
Figuur 5-6	Resultaten damwandberekening belastingcombinatie A	32
Figuur 5-7	Bewerkingskade EMO Terminal - Maasvlakte Beerkanaal.	38
Figuur 5-8	Overzicht ECT/Sealand Delta terminal	41
Figuur 5-9	Rotterdam-Maasvlakte, ECT/Sealand Delta 2 terminal	42
Figuur 5-10	Delfzijl Handelskade Oost	44
Figuur 6-1	Rekenwaarden waterstanden in PCDam (Maasvlakte)	51
Figuur 6-2	Bepalen hoek waaronder het anker wordt geplaatst in PCDam	52

Lijst met tabellen

Tabel 2-1	Partiële factoren en sluitfactoren voor de geometrische parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeï van de plank	6
Tabel 2-2	Definitieve partiële factoren en sluitfactoren voor de overige parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeï van de plank	6
Tabel 3-1	Betrouwbaarheidsindices verschillende faalmechanismen	15
Tabel 3-2	Partiële factoren en sluitfactoren voor de geometrische parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeï van de plank	15
Tabel 3-3	Definitieve partiële factoren en sluitfactoren voor de overige parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeï van de plank	15
Tabel 4-1	Partiële belastingfactoren op krachten uit bovenbouw	18
Tabel 5-1	Representatieve waarden van de belastingen vanuit de bovenbouw en daaruit volgende paalkrachten	29
Tabel 5-2	Rekenwaarden paalkrachten voor belastingcombinatie A	30
Tabel 5-3	Rekenwaarden paalkrachten voor belastingcombinatie B	31
Tabel 5-4	Partiële factoren op belasting	34
Tabel 5-5	Geometrische invoerparameters EMO Zeekade	35
Tabel 5-6	Resultaten berekeningen combiwand EMO Zeekade	35
Tabel 5-7	Resultaten berekeningen MV-palen EMO Zeekade	36
Tabel 5-8	Geometrische invoerparameters EMO bewerkingskade	39
Tabel 5-9	Resultaten berekening combiwand EMO Bewerkingskade	39
Tabel 5-10	Resultaten berekeningen MV-palen EMO Bewerkingskade	39
Tabel 5-11	Geometrische invoerparameters containerkade Delta 2	42
Tabel 5-12	Resultaten berekening combiwand containerkade Delta 2	43
Tabel 5-13	Resultaten berekening MV-palen containerkade Delta 2	43
Tabel 5-14	Geometrische invoerparameters Delfzijl Handelskade Oost	45
Tabel 5-15	Resultaten berekening combiwand Delfzijl Handelskade Oost	45
Tabel 5-16	Resultaten berekening MV-palen Delfzijl Handelskade Oost	46
Tabel 6-1	Gewenste betrouwbaarheidsindices beschouwde mechanismen	50
Tabel 6-2	Variatiecoëfficiënten diverse constructiedelen	50
Tabel 6-3	Behaalde betrouwbaarheidsindices Zeekade EMO	53
Tabel 6-4	Behaalde betrouwbaarheidsindices Delta 2 terminal ECT/Sealand	53
Tabel 6-5	Aangepaste dimensionering Zeekade EMO	55
Tabel 6-6	Aangepaste dimensionering Delta 2 terminal	55
Tabel 6-7	Sluitfactoren mechanismen betreffende het anker Zeekade EMO	56
Tabel 6-8	Sluitfactoren mechanismen betreffende het anker Delta 2 Terminal	56
Tabel 6-9	Toe te passen factoren bij dimensionering combiwand	57
Tabel 6-10	Toe te passen factoren bij dimensionering verankering	58

1. Inleiding

Omdat er in Nederland tot 1992 slechts beperkte voorschriften en aanbevelingen bestonden voor de berekening van damwandconstructies (zoals bijvoorbeeld de EAU [11] en de EAB in Duitsland), was er geen sprake van een uniforme aanpak van de berekening van deze grondkerende constructies. De meeste ontwerpbureaus gingen daarom uit van een ontwerpmethode gebaseerd op de EAU, met conservatieve schattingen van de grondeigenschappen en een aantal "overall"-veiligheidsfactoren zoals bijvoorbeeld 1,5 op de maximale passieve grondweerstand en 1,2 à 1,7 op het buigend moment van de damwand, afhankelijk van de frequentie van optreden van het berekende belastinggeval en de ervaring van de constructeur.

Sinds 1992 is een semi-probabilistische ontwerp methode (niveau II) geïntroduceerd in de meeste landen van de Europese Gemeenschap, welke uitgaat van een bepaalde faalkans van een systeem. In Nederland is deze veiligheidsfilosofie vastgelegd in de NEN-normen (NEN 6700 en onderliggende normen). Deze ontwerpmethode vereist een bepaalde overall betrouwbaarheidsindex β voor een systeem, welke meestal is vastgelegd door middel van regelgeving. Voor het ontwerp van primaire waterkeringen, zoals bijvoorbeeld dijken is deze betrouwbaarheidsindex afgeleid van de waterstandsoverschrijdingsfrequenties, welke zijn vastgelegd in de Wet op de waterkering (WOW), die sinds 15 januari 1996 van kracht is. Voor kademuren zijn verschillende veiligheidsklassen onderscheiden, aansluitend bij de veiligheidsklassen gedefinieerd in NEN 6700. De betrouwbaarheidsindices voor de diverse constructietypen zijn gekozen conform het Bouwbesluit:

- | | |
|-----------|---|
| Klasse 1: | Eenvoudige kadeconstructies, waar falen slechts beperkte (economische) schade veroorzaakt ($\beta = 3,2$) |
| Klasse 2: | Kadeconstructies, waarbij falen leidt tot een aanzienlijke (economische) schade, en waarbij een kleine kans bestaat op verlies van mensenlevens ($\beta = 3,4$) |
| Klasse 3: | Kadeconstructies, waarbij falen leidt tot aanzienlijke kans op het verlies van mensenlevens en waarbij belangrijke economische schade veroorzaakt wordt ($\beta = 3,6$) |

In een niveau II probabilistische analyse worden deze betrouwbaarheidsindices vertaald naar partiële veiligheidsfactoren, zoals belastingfactoren, materiaalfactoren en geometrische factoren. De procedure die hierbij gevolgd wordt is beschreven in hoofdstuk 3.

In 1990 heeft het CUR (Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving) een commissie gevormd, die tot taak had een handboek "*Damwandconstructies*" (CUR publikatie 166) [13] samen te stellen, waarvoor onderzoek naar de grootte van deze partiële factoren is verricht. Dit onderzoek, waarvan de achtergronden te vinden zijn in het rapport "*Veiligheid van damwandconstructies; Onderzoeksrapportage deel 1*" [1] werd grotendeels uitgevoerd door Grondmechanica Delft en Fugro. Door het Ingenieursbureau van Gemeentewerken Rotterdam (IGWR) is daarna nagegaan of de factoren die bepaald zijn in die studie ook zouden voldoen voor kademuren, waarbij in het algemeen de kerende hoogte

groter is en er in het algemeen wordt gerekend met een ingeklemde damwand (lengte benodigd voor het draagvermogen van de buispalen en voor optimalisatie in verdeling van de optredende buigende momenten in de wand). In dit onderzoek van IGWR, beschreven in het *“Eindrapport probabilistische analyse damwandconstructies”* [2] is een set nieuwe partiële factoren afgeleid. Een resume van deze studie is gegeven in Hoofdstuk 3.

Doel van deze afstudeerscriptie, zoals beschreven in Hoofdstuk 2, is de validatie van deze set partiële veiligheidsfactoren. Daartoe zijn in Hoofdstuk 4 en 5 een aantal deterministische vergelijkingsberekeningen gemaakt met reeds bestaande en/of ontworpen constructies, teneinde meer inzicht te krijgen en ervaring op te doen met het effect van de gewijzigde factoren op de berekende dimensies van de constructies.

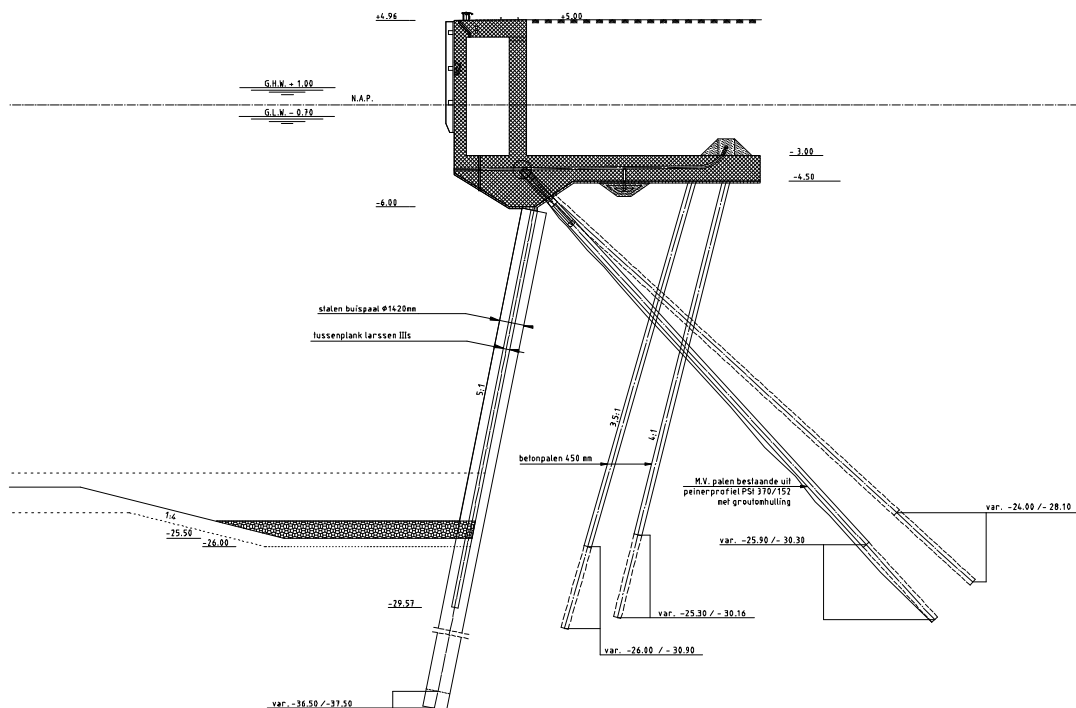
In Hoofdstuk 6 zijn twee van de nieuw ontworpen constructies onderworpen aan een probabilistische beschouwing, om zodoende te kunnen beoordelen of met de nieuwe ontwerpen van de constructies voor de diverse bezwijkmechanismen een voldoende hoog veiligheidsniveau werd bereikt, en om vast te stellen of de nieuwe set partiële factoren aangepast diende te worden.

De conclusies en aanbevelingen zijn weergegeven in Hoofdstuk 7.

2. Probleembeschrijving

2.1 Probleemanalyse

Op 11 november 1996 is door Gemeentewerken Rotterdam, Ingenieursbureau Geotechniek en Milieu het rapport *"Eindrapport Probabilistische Analyse Damwandconstructies"* [2] uitgebracht. Dit onderzoek in opdracht van het Ingenieursbureau Havenwerken, had als doel na te gaan in hoeverre de ontwerpcode in het handboek *"Damwandconstructies"* (CUR Publikatie 166) [13] aanpassing behoeft voor het ontwerpen van kademuuren specifiek in de Rotterdamse situatie. Hierbij moet gedacht worden aan een over het algemeen schuin ingebrachte combiwand, verankerd met MV-palen, met daarop een betonnen bovenbouw, veelal ondersteund door betonpalen. Een voorbeeld van dit constructietype is gegeven in onderstaande figuur.



Figuur 2-1 Beschouwd constructietype in "probabilistische analyse damwandconstructies" [2]

Als eerste is een foutenboom opgesteld, waarin alle reëel denkbare bezwijkmechanismen van de damwandconstructie in een kademuur gespecificeerd zijn. In CUR 166 is een foutenboom opgenomen, welke als basis heeft gediend voor de foutenboom die opgesteld is door IGWR. De foutenboom in het onderzoek van IGWR is echter aangepast aan kademuuren specifiek in de Rotterdamse situatie, omdat de studie primair hierop gericht was.

De gebeurtenissen die destijds toegevoegd zijn aan de bestaande foutenboom uit CUR 166 zijn:

- De verbinding van het anker met de bovenbouw bezwijkt, hetgeen kan worden veroorzaakt door bezwijken van het staal of het beton;
- Het grondmechanisch bezwijken van het anker, hetgeen optreedt indien de schuifkracht langs het anker niet kan worden geleverd door de grond of indien 'Kranz'-instabiliteit optreedt;

Omdat in deze studie kademuren zijn beschouwd zoals weergegeven in Figuur 2-1, zijn de gebeurtenissen "stempel bezwijkt" en "ankerschot bezwijkt" uit de foutenboom verwijderd.

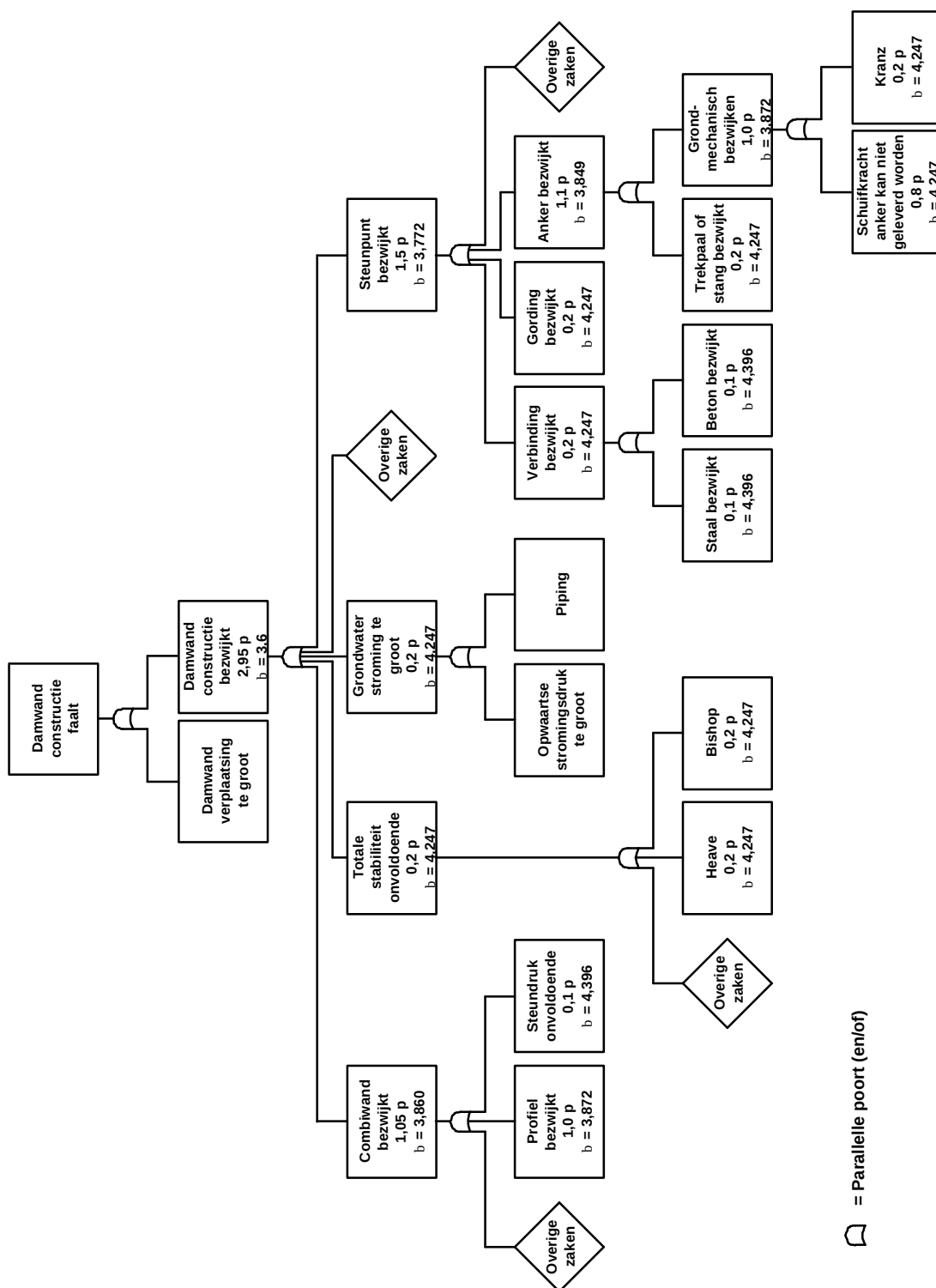
De aangepaste foutenboom is weergegeven in Figuur 2-2 op pagina 5, afbeeldingen van diverse bezwijkmechanismen komen in het volgende hoofdstuk aan de orde in Figuur 3-1 t/m Figuur 3-5 op pagina 14 en 14.

Aan de hand van deze foutenboom is door specialisten op het gebied van kademuurontwerp op grond van inzicht en ervaring uit het verleden vastgesteld wat de beschikbare of toelaatbare faalkans van elk mechanisme zou moeten zijn, uitgedrukt in p , en is een inschatting gemaakt van de correlatie tussen de diverse mechanismen. Met behulp van een over-all betrouwbaarheidsindex β van 3,6 is het mogelijk om partiële veiligheidsfactoren voor alle stochastische invoervariabelen behorend bij een specifiek faalmechanisme te bepalen door middel van het uitvoeren van niveau II probabilistische berekeningen. De achtergronden van de niveau II betrouwbaarheidsanalyse worden beschreven in hoofdstuk 3.

In principe zal voor elk faalmechanisme een aparte set partiële factoren nodig zijn, maar omdat dat in het ontwerpproces niet praktisch is, is er in de studie die ten grondslag ligt aan CUR 166 voor gekozen uit te gaan van partiële factoren behorend bij één faalmechanisme, en voor de overige faalmechanismen sluitfactoren te definiëren. Deze sluitfactoren zorgen ervoor dat wanneer gerekend wordt met de invoerparameters die maatgevend zijn voor het ene beschouwde mechanisme, ook een voldoende hoog veiligheidsniveau wordt bereikt voor de overige faalmechanismen. Als invoer van dergelijke berekeningen is het nodig om voor elke parameter behalve een gemiddelde waarde ook een standaarddeviatie te bepalen, alsmede het type kansdichtheidsfunctie.

De probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd aan de hand van twee bestaande constructies, teneinde na te gaan in hoeverre de partiële factoren afhankelijk zijn van één specifieke constructie en te voorkomen dat op basis van specifieke aspecten van één constructie foutieve partiële factoren zouden worden afgeleid.

De partiële factoren die uiteindelijk afgeleid zijn, zijn gebaseerd op het mechanisme "profiel leidt tot bezwijken damwand, (bezwijken van de wand op buiging)", in tegenstelling tot het in CUR 166 beschouwde mechanisme "steundruk onvoldoende (bezwijken grond aan passieve zijde)". Deze aanpak sluit beter aan bij de ontwerppraktijk, omdat bij kademuren met een zware betonnen bovenbouw de inheidiepte van de combiwand veelal bepaald wordt door de



Figuur 2-2 Foutenboom damwandconstructie kademuur [2]

draagkracht die aan de wand ontleend moet worden en door de optimalisatie van de optredende buigende momenten in de wand, en niet door de weerstand van de grond aan de passieve zijde. Deze aanpak maakt het noodzakelijk sluitfactoren toe te passen op de ankerkracht en de passieve grondweerstand. De werkelijk optredende factor op de passieve grondweerstand zal veelal groter zijn dan de factor genoemd in onderstaande tabel.

De grootte van de partiële factoren en sluitfactoren zijn in Tabel 2-1 en Tabel 2-2 genoemd. De rekenwaarden $Y_{d,i}$ voor geometrische parameters Y_i wordt als volgt bepaald:

$$Y_{d,i} = \min(m_i - g_i \cdot s_i; m_i - \Delta_{\min}) \text{ of } Y_{d,i} = \max(m_i + g_i \cdot s_i; m_i + \Delta_{\min}) \quad (2-1)$$

De rekenwaarden van de overige parameters zijn te berekenen met:

$$X_{d,i} = \frac{X_{rep,i}}{g_{rep}} \quad (2-2)$$

Parameter	Partiële factor IGWR	Partiële factor CUR 166	D _{min} [m]
Maaiveld lage zijde	1,2	2,4	0,35
Grondwaterpeil	2,0	1,2	0,25
Buitenwaterpeil	0,6	1,9	0,05

Tabel 2-1 Partiële factoren voor de geometrische parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeit van de plank

Parameter	Partiële factoren IGWR		Partiële factor CUR 166	Factoren gebaseerd op EAU	
	(analyse)	(definitief)		Lastfall 1	Lastfall 3
ϕ'	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00
c'	1,00	1,00	1,05	1,00	1,00
δ	1,00	1,00	$=f(\phi')$	1,00	1,00
Weerstandsmoment	0,97	-	-	-	-
Vloeispanning	1,17	-	-	-	-
Moment	-	1,30	1,00	1,5 à 1,7	1,2 à 1,3
Vloeikracht anker:					
• Verbinding	1,46	1,70	1,25	1,59	1,36
• Stang	-	1,50	-	(1,75/1,1)	(1,5/1,1)
Schuifkracht anker grondmechanisch	0,98	1,20	1,10	1,19	1,02
				(1,75/1,25)x0,85	(1,5/1,25)x0,85
$E_{pas,max}/E_{pas,mob}$	1,10	1,30	1,00	-	1,5

Tabel 2-2 Definitieve partiële factoren en sluitfactoren voor de overige parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeit van de plank

Voor aanvang van deze studie waren er nog geen vergelijkingsberekeningen beschikbaar om inzicht te krijgen in het effect van deze gewijzigde factoren wanneer zij toegepast

zouden worden op bestaande of reeds ontworpen constructies. Middels deze deterministische vergelijkingsberekeningen kan bepaald worden of toepassen van de nieuwe factoren leidt tot trendbreuk in de dimensionering van kademuurconstructies.

Na het uitvoeren van deze vergelijkingsberekeningen is middels een probabilistische analyse bekeken of de opnieuw berekende constructies voldoen aan het beoogde over-all veiligheidsniveau ($\beta = 3,6$) en aan de gewenste veiligheidsniveaus van de diverse mechanismen. Aan de hand daarvan wordt bekeken of de in de studie van IGWR afgeleide partiële factoren aangepast dienen te worden of gehandhaafd kunnen blijven, om zowel veilige als economisch gunstige constructies te ontwerpen.

2.2 Probleemstelling

Voor aanvang van deze studie waren er nog geen vergelijkingsberekeningen met bestaande of reeds ontworpen constructies beschikbaar waarmee inzicht kan worden verkregen in het effect dat de gewijzigde partiële factoren, die bepaald zijn in de studie van IGWR, hebben op het ontwerp van een kademuur in vergelijking tot constructies ontworpen middels de conventionele ontwerpmethode. Er was nog niet bekend of de afgeleide partiële factoren zouden leiden tot voldoende veilige of juist overmatig veilige constructies en of aan de hand van deze berekeningen de waarden van de partiële veiligheidsfactoren nader geoptimaliseerd dienen te worden.

2.3 Doelstelling

De doelstelling van dit onderzoek is het uitvoeren van deterministische vergelijkingsberekeningen met de nieuwe partiële veiligheidsfactoren die bepaald zijn middels de probabilistische analyse damwandconstructies door IGWR, met een aantal bestaande kademuurconstructies, om op die manier inzicht te krijgen in het effect van het gebruik van de factoren op het ontwerp van de constructies. Vervolgens het probabilistisch doorrekenen van de nieuwe ontworpen constructies om te controleren of zij voldoen aan de beoogde veiligheidsniveaus van de diverse mechanismen en zonodig het aanpassen van de partiële factoren op een zodanige wijze dat de veiligheidsniveaus van de beschouwde mechanismen gehandhaafd blijven.

3. Resumé Probabilistische Analyse Damwandconstructies

3.1 Inleiding

Een probabilistische analyse verschaft inzicht in de kans op een specifiek faalmechanisme, uitgaande van de verwachtingswaarden en standaarddeviaties van de basisvariabelen, waarin de diverse faal- of betrouwbaarheidsfuncties kunnen worden uitgedrukt. Daarbij geeft de analyse inzicht in de relatieve invloed van de diverse stochasten op de faalkans van de constructie. Op basis van een aantal van dergelijke analyses kunnen vervolgens partiële factoren worden afgeleid, die, tezamen met de regels die beschrijven hoe de verkregen partiële factoren dienen te worden toegepast de deterministische, niveau I, ontwerpcode vormen.

In de eerste plaats dient gedefinieerd te worden wat onder falen van een kademuurconstructie wordt verstaan. In het algemeen kan gesteld worden dat een constructie faalt wanneer hij niet meer aan zijn hoofdfuncties kan voldoen. De hoofdfuncties van een kademuur zijn:

- Het keren van grond
- Afdragen van belastingen op de bovenbouw
- Fundering van de kraanbaan
- Bieden van een laad-/losplaats voor de scheepvaart

Falen kan opgedeeld worden in overschrijden van de bruikbaarheids grenstoestand (B.G.T., vervormingen te groot) en overschrijden van de uiterste grenstoestand (U.G.T., bezwijken). In deze studie is enkel gekeken naar de uiterste grenstoestand, het bezwijken van de constructie.

Daarna dient een foutenboom opgesteld te worden, waarin alle reëel denkbare bezwijkmechanismen van de constructie opgenomen zijn. Een foutenboom voor de damwandconstructie van een kademuur is gegeven in Figuur 2-2. Om de verdeling van de beschikbare faalkansruimte over de verschillende mechanismen te kunnen bepalen is het nodig dat de betrouwbaarheidsfunctie voor ieder bezwijkmechanisme uitgedrukt wordt in een aantal onafhankelijke stochastische basisvariabelen. Daarna kan de foutenboom van onder naar boven worden doorgerekend, uitgaande van de theorie besproken in de volgende paragraaf.

Wanneer na deze calculatie blijkt dat de behaalde faalkans op de topgebeurtenis te hoog is, kan het ontwerp van de constructie worden aangepast; in iedere faalfunctie zit immers niet alleen een term voor de belasting, maar ook van de weerstand daartegen. Wanneer de weerstand tegen een bepaalde belasting vergroot wordt, zal de kans op falen vanzelfsprekend afnemen. Bij het iteratief ontwerpen van een constructie op deze manier kan ook rekening worden gehouden met het kostenplaatje dat een bepaald ontwerp met zich

mee brengt. Als de kosten van het verhogen van de veiligheid van mechanisme 1 relatief laag zijn (in vergelijking tot de kosten voor het vergroten van de veiligheid van de andere mechanismen) kan ervoor gekozen worden om de faalkans van mechanisme 1 te reduceren, door verzwaren van bepaalde constructiedelen, zodat voor de overige mechanismen meer faalkansruimte beschikbaar blijft, waardoor die specifieke constructiedelen lichter en dus goedkoper uitgevoerd kunnen worden.

Een andere benadering voor de verdeling van de faalkansruimte in de foutenboom is minder wetenschappelijk, maar meer geënt op het inzicht en de ervaringen van de constructeur: De constructeur schat van de gebeurtenissen onderin de boom de onderlinge verhouding van de kans op optreden, uitgedrukt in p . Vervolgens wordt naar de topgebeurtenis toe gewerkt, waarbij met het optellen van de faalkansen rekening gehouden dient te worden met de mogelijke correlatie tussen de diverse mechanismen. Bij de topgebeurtenis aangekomen wordt de totale gevonden faalkans in p gelijkgesteld aan de maximaal toegestane faalkans voor de constructie, zodat een waarde voor p wordt gevonden. Hiermee is voor ieder faalmechanisme een toegelaten faalkans gedefinieerd. De opgestelde foutenboom wordt daarom ook wel aangeduidt als norm-boom. Een voordeel van deze methode is dat slechts de belangrijkste mechanismen probabilistisch berekend hoeven te worden, en dat geen bezwijkformules opgesteld hoeven te worden voor mechanismen die volgens het inzicht van de constructeur een zeer lage, vrijwel verwaarloosbare faalkans hebben.

De laatste methode is gebruikt in de probabilistische analyse damwandconstructies van IGWR, en sluit aan bij de methodiek gebruikt in CUR 166.

3.2 Gebruikte methodiek niveau II probabilistische analyse

Om een probabilistische beschouwing van een bezwijkmechanisme mogelijk te maken is het noodzakelijk om voor dat mechanisme een faal- of betrouwbaarheidsfunctie op te stellen. In het algemeen wordt deze functie Z in een betrouwbaarheidsanalyse als volgt uitgedrukt:

$$Z = R - S \quad (3-1)$$

waarin S de belasting voorstelt en R de sterkte. Indien $Z < 0$, dan wordt de constructie geacht te falen, terwijl voor $Z > 0$ de constructie een zekere mate van veiligheid zou moeten bezitten. $Z = 0$ vormt de bezwijkgrens. De termen S en R kunnen uitgedrukt worden in een aantal onafhankelijke stochasten, x_1 t/m x_n , zodat Z ook te schrijven is als:

$$Z = g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (3-2)$$

De faalkans p_f van het mechanisme is gelijk aan de kans dat $Z \leq 0$,

$$p_f = P[Z(R, S) \leq 0] \quad (3-3)$$

Wanneer de betrouwbaarheidsfunctie een niet-lineaire functie is van een aantal onafhankelijke normaal verdeelde basisvariabelen, is de verdeling van de functie niet-normaal. De betrouwbaarheidsfunctie is dan te benaderen met de eerste twee termen van een Taylor-expansie. De benadering luidt:

$$Z \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g_i'(x^*) \quad (3-4)$$

$$\text{met } g_i'(x^*) = \frac{\partial g}{\partial x_i} \text{ in het punt } x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$$

In deze formule is x^* het zogenaamde 'ontwerp punt', het punt op de bezwijkgrens met de grootste kansdichtheid. De linearisatie van de faalfunctie dient in dit iteratief te bepalen punt gedaan te worden, omdat er in dit punt geen verschil is tussen de β van de daadwerkelijke functie en de β in de linearisatie. De benadering van Z is lineair en is normaal verdeeld. De verwachtingswaarde van de betrouwbaarheidsfunctie is te benaderen met de verwachtingswaarde van de gelineariseerde functie:

$$m_z \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g_i'(x^*) \quad (3-5)$$

Dit geldt ook voor de standaardafwijking:

$$s_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n (g_i'(x^*) s_i)^2} \quad (3-6)$$

Overeenkomstig de theorie van Ravindra, Heaney en Lind [12] kan s_z nu geschreven worden als een lineaire combinatie van de individuele standaarddeviaties:

$$s_z = \sum_{i=1}^n a_i g_i'(x^*) s_i \quad (3-7)$$

Hierin zijn a_i de invloedscoëfficiënten:

$$a_i = \frac{g_i'(x^*) s_i}{\sqrt{\sum_{j=1}^n (g_j'(x^*) s_j)^2}} \quad (3-8)$$

Met behulp van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking kan de betrouwbaarheidsindex worden benaderd met:

$$b = \frac{m_z}{s_z} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'_i(\underline{x}^*)}{\sum_{i=1}^n a_i g'_i(\underline{x}^*) s_i} \quad (3-9)$$

Het ontwerp punt wordt nu bepaald door de oplossing van deze vergelijking:

$$x_i^* = m_i - a_i b s_i \quad (3-10)$$

Er zijn verschillende iteratieve methoden voor het vinden van het ontwerp punt, een betrouwbare en inzichtelijke methode voor het vinden van het ontwerp punt is het volgen van het volgende stappenplan:

1. Schat een waarde voor β voor het beschouwde mechanisme.
2. Stel $x_i^* = m_i$ voor iedere i
3. Bepaal $\frac{\partial g}{\partial x_i}$ voor iedere i , in het punt $\underline{x} = \underline{x}^*$
4. Bereken a_i voor iedere i
5. Bepaal nieuwe waarden voor x^*
6. Herhaal stap 3 t/m 5 totdat stabiele waarden voor x^* zijn bereikt
7. Bepaal $Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$
8. Bepaal $\frac{\|b\|}{\|Z\|}$ en bepaal een betere schatting voor β met $b_{n+1} = b_n - Z_n \frac{\|b\|}{\|Z\|}$. Herhaal stap 2 t/m 8 totdat $Z \approx 0$
9. Bereken de faalkans voor het beschouwde mechanisme met $p_f = \Phi(-b)$.

Wanneer de gewenste β voor het bepaalde mechanisme niet bereikt wordt kan de bezwijkfunctie Z aangepast worden. Voor het mechanisme 'Damwand bezwijkt op buiging' kan dit bijvoorbeeld door een grotere wanddikte te kiezen, waardoor de R (sterkte) in de bezwijkfunctie toeneemt. De faalkans neemt dan af (β neemt toe). Iteratief (middels bovenstaand stappenplan) kunnen zo de dimensies van een constructie bepaald worden.

Wanneer het ontwerp punt bepaald is kunnen ook de partiële factoren voor de diverse invoervariabelen (stochasten) bepaald worden, die gebruikt kunnen worden binnen een niveau I ontwerpcode. De partiële factor g_{rep} wordt toegepast op de representatieve waarde x_{rep} van x , waarin de factor k gelijk is aan 1,645 indien de representatieve waarde is vastgesteld met een over- of onderschrijdingskans van 5%. Dit gebeurt met de volgende

formule:

$$g_{rep;i} = \frac{1 - kV_i}{1 - a_i bV_i} \quad (3-11)$$

V_i is de variatiecoëfficiënt voor variabele x_i en wordt berekend met:

$$V_i = \frac{S_i}{m_i} \quad (3-12)$$

De representatieve waarde van variabele x_i met een over- of onderschrijdingskans van 5 % wordt berekend met (NNI, 1991):

$$X_{rep;i} = m_i - t_{(5\%;n_i-1)} \cdot \frac{S_{x_i}}{\sqrt{n_i}} \quad (3-13)$$

waarin $t_{(5\%;n_i-1)}$ is verdeeld volgens de Student-t verdeling voor $n-1$ vrijheidsgraden, S_{x_i} gelijk is aan de populatie standaarddeviatie en n_i gelijk is aan het aantal proefresultaten, waarmee m_i en S_{x_i} zijn berekend. De rekenwaarde $X_{d;i}$ van parameter X_i wordt uiteindelijk verkregen via:

$$X_{d;i} = \frac{X_{rep;i}}{g_{rep}} \quad (3-14)$$

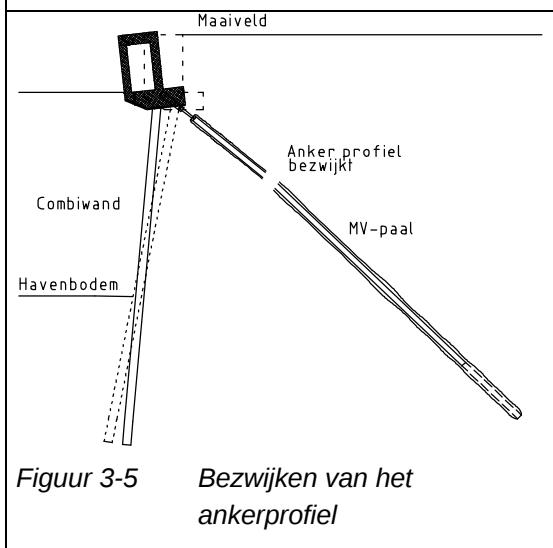
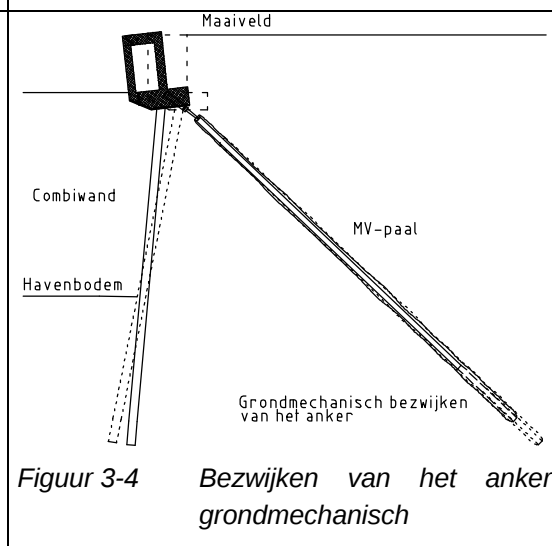
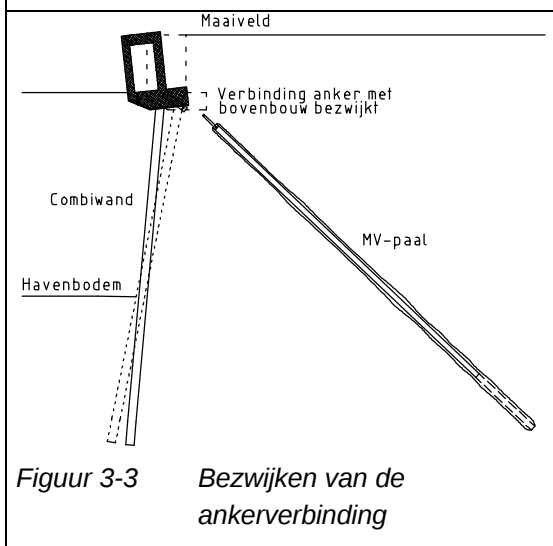
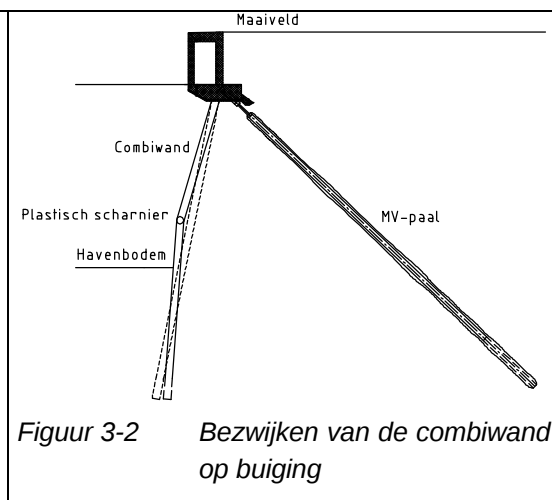
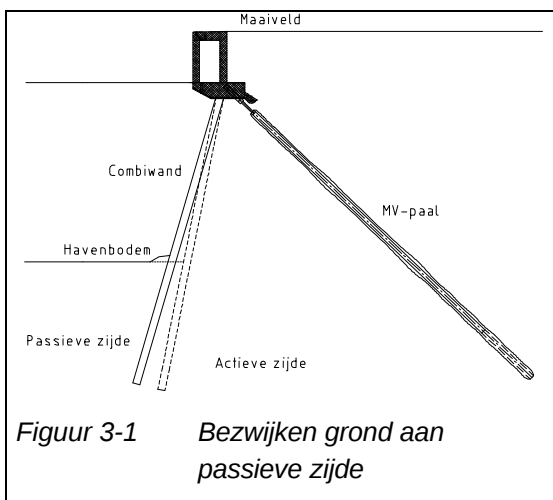
Deze rekenwaarde kan vervolgens worden toegepast in een deterministische ontwerpberekening, welke specifiek voor een kademuur wordt beschreven in hoofdstuk 4 en 5.

3.3 Beschrijving onderzoek

Om de gewenste partiële factoren af te leiden voor damwandconstructies in specifiek de Rotterdamse situatie is voor de vijf belangrijkste bezwijkmechanismen een probabilistische berekening gemaakt. Dit is gedaan door het narekenen van twee bestaande constructies, met de daarbij optredende grondschematisaties en belastingen, namelijk de Bewerkingskade van de voormalige Frans Swarttouw B.V. (tegenwoordig EMO) aan het Beerkanaal en Kade 3, gebouwd in 1995 voor C.Steinweg Handelsveem B.V. De onderzochte mechanismen zijn:

- Bezijken grond aan passieve zijde (zie Figuur 3-1)
- Bezijken van de combiwand op buiging (zie Figuur 3-2)
- Bezijken van de ankerverbinding (zie Figuur 3-3)

- Bezijken van het anker grondmechanisch (zie Figuur 3-4)
- Bezijken van het ankerprofiel (zie Figuur 3-5)



De overall betrouwbaarheidsindex β van de kademuren is gesteld op 3,6. Dit komt overeen met een onderschrijdingskans in de standaard normale verdeling van $\Phi(-\beta) = 1,5911 \cdot 10^{-4}$. Uit de foutenboom (Figuur 2-2) volgt dat een kans op de (top)gebeurtenis 'damwandconstructie bezwijkt' 2,95p is. Hieruit volgt: $p = \Phi(-\beta)/2,95 = 5,394 \cdot 10^{-5}$. Voor de diverse mechanismen kan nu de bijbehorende betrouwbaarheidsindex teruggerekend worden: $\Phi^{-1}(p_{\text{mech}}) = -\beta$. Hieruit volgen voor de beschouwde mechanismen de betrouwbaarheidsindices, zoals weergegeven in Tabel 3-1.

Om aan de gewenste β 's te voldoen zijn in de uitgevoerde probabilistische analyse een aantal stochasten voortdurend aangepast. Zo is voor het mechanisme 'Bezwijken van de combiwand op buiging' de dikte van de buispalen gevarieerd, in het mechanisme 'Bezwijken grond aan passieve zijde' de inheidiepte van de wand, en in de overige mechanismen de maximaal toelaatbare kracht van het anker.

Mechanisme	Toegestane faalkans p	β
Bezwijken grond aan passieve zijde	$0,1p = 5,39 \cdot 10^{-6}$	4,40
Bezwijken van de combiwand op buiging	$1,0p = 5,39 \cdot 10^{-5}$	3,87
Bezwijken van het ankerprofiel	$0,2p = 1,07 \cdot 10^{-5}$	4,25
Bezwijken van de ankerverbinding	$0,2p = 1,07 \cdot 10^{-5}$	4,25
Bezwijken van het anker grondmechanisch	$0,8p = 4,312 \cdot 10^{-5}$	3,93

Tabel 3-1 Geëiste betrouwbaarheidsindices verschillende faalmechanismen

De probabilistische analyse is uitgevoerd met het probabilistische damwandpakket PC-Dam, dat ontwikkeld is door Ir. G.M. Wolsink in dienst van de Bouwdienst van Rijkswaterstaat. Deze software is geverifieerd middels vergelijkingsberekening door Grondmechanica Delft met behulp van het damwandpakket Damwand/3, het probabilistische pakket Form en een door GD in eigen beheer ontwikkelde interface tussen deze twee pakketten.

Bij het bepalen van de invoervariabelen van de partiële berekeningen is vooral nadruk gelegd op de bepaling van de buitenwaterstanden en de daarbijbehorende grondwaterstanden, en is onderzoek gedaan naar de invloed van het opdelen of samenvoegen van verschillende grondlagen.

Alle onderzoeksresultaten en aannames die gedaan zijn in de probabilistische analyse zijn te vinden in het "Eindrapport Probabilistische Analyse Damwandconstructies" [2]. De afgeleide partiële factoren zijn weergegeven in paragraaf 3.4.

3.4 Resultaten probabilistische analyse

Op grond van de in de probabilistische analyse berekende partiële veiligheidsfactoren en sluitfactoren, diverse aspecten omtrent onzekerheden in de analyse, zoals beschreven in het eindrapport [2] en overleg tussen het Ingenieursbureau Havenwerken en het

Ingenieursbureau Geotechniek zijn de volgende partiële factoren en sluitfactoren opgesteld:

Parameter	Partiële factor IGWR	Partiële factor CUR 166	D _{min} [m]
Maaiveld lage zijde	1,2	2,4	0,35
Grondwaterpeil	2,0	1,2	0,25
Buitenwaterpeil	0,6	1,9	0,05

Tabel 3-2 Partiële factoren voor de geometrische parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeit van de plank.

Parameter	Partiële factoren IGWR		Partiële factor CUR 166	Factoren gebaseerd op EAU	
	(analyse)	(definitief)		Lastfall 1	Lastfall 3
ϕ'	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00
c'	1,00	1,00	1,05	1,00	1,00
δ	1,00	1,00	$=f(\phi)$	1,00	1,00
Weerstandsmoment	0,97	-	-	-	-
Vloeispanning	1,17	-	-	-	-
Moment	-	1,30	1,00	1,5 à 1,7	1,2 à 1,3
Vloeikracht anker:					
• Verbinding	1,46	1,70	1,25	1,59	1,36
• Stang	-	1,50	-	(1,75/1,1)	(1,5/1,1)
Schuifkracht anker	0,98	1,20	1,10	1,19	1,02
grondmechanisch				(1,75/1,25)x0,85	(1,5/1,25)x0,85
$E_{pas,max}/E_{pas,mob}$	1,10	1,30	1,00	-	1,5

Tabel 3-3 Definitieve partiële factoren en sluitfactoren voor de overige parameters, gebaseerd op het mechanisme vloeit van de plank

De rekenwaarden van de parameter X_i is te berekenen met:

$$X_{d,i} = \frac{X_{rep,i}}{g_{rep}} \quad (3-15)$$

De rekenwaarden $Y_{d,i}$ voor geometrische parameters Y_i wordt als volgt bepaald:

$$Y_{d,i} = \min(m_i - g_i \cdot s_i; m_i - \Delta_{min}) \text{ of } Y_{d,i} = \max(m_i + g_i \cdot s_i; m_i + \Delta_{min}) \quad (3-16)$$

4. Deterministische ontwerpberekening

4.1 Inleiding

De deterministische berekeningsmethode, die bij het ontwerpen van kadeconstructies tot op heden altijd wordt gebruikt, gaat ervan uit dat er een bepaalde marge tussen de representatieve waarde van de belasting en de representatieve waarde van de sterkte aanwezig moet zijn om veilige constructies te realiseren. Omdat er in Nederland tot 1992 slechts beperkte voorschriften en aanbevelingen bestonden voor de berekening van damwandconstructies, gingen de meeste ontwerp bureaus uit van een ontwerp methode gebaseerd op de EAU 1990 [11], welke is gebaseerd op uitgebreide praktijkervaring.

In de EAU 1990 zijn een aantal belastingssituaties gedefinieerd, variërend van frequent optredende gevallen (Lastfall 1) tot en met zeer extreme situaties (Lastfall 3). De damwandberekeningen worden voor al deze Lastfallen uitgevoerd met pessimistisch ingeschatte karakteristieke waarden van de grondparameters. Voor de dimensionering van de diverse constructiedelen worden per Lastfall verschillende overall-veiligheidsfactoren gebruikt, welke de gewenste marge tussen de representatieve waarde van de belasting en de sterkte vastlegt. Uit de resultaten van de berekening van de verschillende Lastfallen blijkt welk belastinggeval als maatgevend kan worden beschouwd. De gebruikte factoren op de staalspanning in de wand, de optredende ankerkracht en de weerstand van de grond aan passieve zijde zijn reeds gegeven in Tabel 2-2 en Tabel 3-3 voor Lastfall 1 en 3.

4.2 Berekeningsaanpak vergelijkingsberekeningen

Wanneer partiële veiligheidsfactoren toegepast worden in een deterministische berekening, moet onderscheid gemaakt worden in factoren die toegepast worden om de onzekerheden aan de belastingkant (o.a. belastingfactoren) af te dekken en factoren die werken aan de sterktekant van de constructie, zoals materiaalfactoren. Middels de probabilistische analyse [2] (beschreven in hoofdstuk 3) is de betrouwbaarheidsindex β voor het mechanisme waarbij er vloeit optreedt in de buispalen van de combiwand vertaald in partiële factoren, welke toegepast kunnen worden bij het ontwerpproces van kademuren.

Voor het bepalen van de representatieve waarde van de ankerkracht en het percentage gemobiliseerde passieve gronddruk, worden dezelfde partiële factoren toegepast op de diverse invoerparameters in de damwandberekening. Hierop worden de zogenaamde sluitfactoren toegepast, zoals beschreven in paragraaf 2.1, zodat volstaan kan worden met het berekenen van slechts één combinatie van geometrische parameters. De krachten in de combiwand en de verankering van een kademuurconstructie volgen echter niet alleen uit de ankerkracht uit de damwandberekening, ook de krachten vanuit de betonnen bovenbouw worden afgedragen door de buispalen en het anker.

Om de rekenwaarden van de krachten uit de bovenbouw te bepalen is ervoor gekozen factoren toe te passen aansluitend bij de belastingfactoren die gesteld zijn in NEN 6702

[19], art. 5.2., veiligheidsklasse 3. Voor de partiële factoren op de belastingen wordt onderscheid gemaakt tussen belastingen die gunstig en ongunstig werken. Verder is er verschil tussen permanente en variabele belastingen. De factoren zijn genoemd in onderstaande tabel.

	Permanente belasting (eigen gewicht)		Variabele belasting
	$g_{f,g}$	$g_{f,q}$	
	normaal (ongunstig)	gunstig	
Partiële belastingsfactor	1,2	0,9	1,5

Tabel 4-1 Partiële belastingfactoren op krachten uit bovenbouw

Uit de belastingen vanuit de bovenbouw kunnen met deze belastingfactoren maatgevende belastinggevallen opgesteld worden voor de kracht in de combiwand, de ankerkracht en de kracht in de eventueel aanwezige betonpalen, rekening houdend met belastingcombinaties en momentaanfactoren zoals gedefinieerd in NEN 6702.

4.3 Stappenplan

Hieronder volgt een stappenplan waarin de aanpak van een deterministische ontwerpberekening is gegeven, specifiek voor een kademuur met een betonnen bovenbouw:

Stap 1:

Bepaal de maatgevende dwarsdoorsnede, de grondschematisatie, de waterdrukken en alle relevante uitwendige belastingen op de constructie. Bepaal, voor zover benodigd, de verwachtingswaarden μ van de parameters, alsmede hun variatiecoëfficiënten en de representatieve waarden X_{rep} . In aansluiting op NEN 6740; 1991 kan de representatieve waarde een nominale waarde of de karakteristieke 5%-bovengrens- dan wel ondergrenswaarde X_{rep} zijn.

De relevante parameters zijn:

- Sterkteparameters van de grond: cohesie (c'), hoek van inwendige wrijving (ϕ') en wandwrijvingshoek (δ).
- Volumiek gewicht van de grond
- Stijfheidsparameters: beddingsconstanten, stijfheid ankers, buigstijfheid wand
- Bovenbelasting: dekbelasting, kraanbelasting, achterterreinbelasting, etc.
- Geometrische parameters: kerende hoogte, waterstanden, maaiveldpeilen

Stap 2:

Bepaal de maatgevende belastingcombinaties voor de krachten uit de bovenbouw, zowel voor de combiwand, als voor de M.V.-palen en de eventueel aanwezige betonpalen. Bepaal

de representatieve waarden en de rekenwaarden van de oplegreacties c.q. paalbelastingen uit deze belastingcombinaties.

Stap 3:

Bepaal met behulp van het draagvermogen van de palen de benodigde inheidieptes.

Stap 4:

Bereken met behulp van een damwandprogramma de maatgevende optredende krachten in de combiwand en de verankering voor de diverse belastingcombinaties uit de bovenbouw. De minimale inbeddingsdiepte volgt uit het draagvermogen van de palen bepaald in stap 3, of uit de stabiliteit van de wand.

Stap 5:

Bepaal uit de optredende normaalkracht en de rekenwaarde van de optredende momenten de wanddikte van de toe te passen buispaal. De rekenwaarde van het moment dient getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de buispaal.

Stap 6:

Bepaal de rekenwaarden voor de belastingen op de diverse onderdelen van het anker (profiel, verbinding en grond) uit de optredende krachten uit de damwandberekening (uit stap 4) en uit het maatgevende belastingcombinatie uit de bovenbouw, zoals bepaald in stap 2. Deze rekenwaarden voor de belastingen in de diverse onderdelen moeten getoetst worden aan rekenwaarden van de sterkte van het ankerprofiel, de verbinding en op grondmechanische sterkte van het anker.

4.4 Bepaling invoerparameters

In de volgende subparagrafen is de methodiek van de bepaling van de invoerparameters voor de gemaakte deterministische berekeningen beschreven, of is een verwijzing gemaakt naar de betreffende literatuur waarin dit beschreven is.

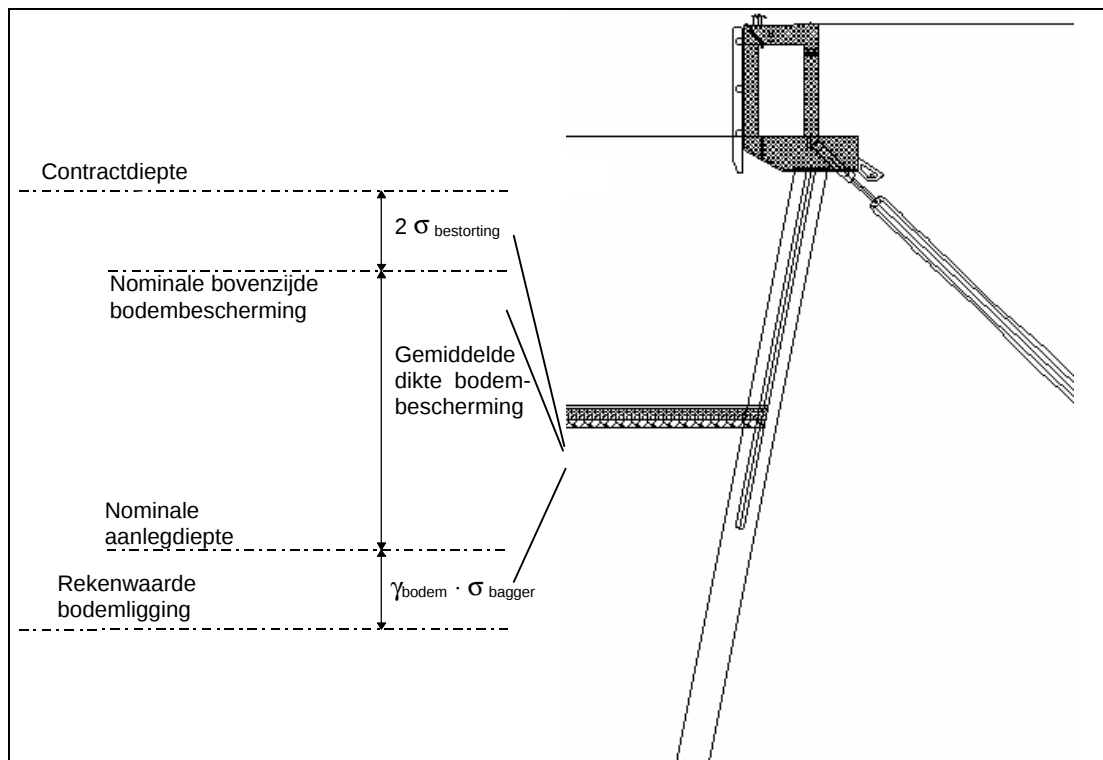
4.4.1 Geometrische parameters

Maaiveldpeilen

Het maaiveldpeil aan de hoge zijde van de constructie wordt niet als stochast beschouwd, omdat bij de realisatie van een terminal deze hoogte zeer nauwkeurig aangelegd kan worden ($\sigma = 0$).

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de bodemligging is een andere benadering gekozen als in het eindrapport van de probabilistische analyse, uitgaande van de constructiediepte, welke is vastgelegd in het Programma van Eisen (zie ook Figuur 4-1).

Vanwege de onnauwkeurigheid bij het aanbrengen van de bodembescherming wordt de nominale bovenzijde van de bodembescherming aangelegd op een afstand van twee maal de standaardafwijking van de variatie in het niveau van de bovenzijde van de bestorting (ca. 2 % overschrijding). Om de nominale aanlegdiepte te vinden (de gemiddelde bodemligging) wordt hier de nominale dikte van de bestorting vanaf getrokken. De rekenwaarde van de bodemligging ligt hier $\gamma \cdot \sigma$ onder. De waarden van de standaardafwijkingen op zowel de bovenzijde van de bestorting als de baggerdiepte kunnen overgenomen worden uit de tabellen in Maak- en Meetnauwkeurigheid bij de uitvoering van baggerwerken en steenbestortingen [17], en zijn onder andere afhankelijk van het bodemmateriaal, de soort bestorting en het gebruikte materieel tijdens de uitvoering.



Figuur 4-1 Bepalen rekenwaarde bodemligging

Waterpeilen

Omdat de methodiek om de rekenwaarden van de waterpeilen te bepalen gebruikt in de probabilistische analyse van IGWR niet eenduidig is bij het bepalen van de kansverdelingsfuncties van de grondwaterstand en tot zeer ongunstige rekenwaarden van de waterstanden leidt, is ervoor gekozen de methode om deze waarden te bepalen nader te beschouwen. Hierbij zijn de volgende aannames/schematisaties toegepast:

- De overschrijdingsfrequenties voor hoogwater en de onderschrijdingsfrequenties voor laagwater worden benaderd met een type 1 extreme waarde verdeling [2]
- Het verloop van de buitenwaterstanden is sinusvormig, de waarde van de top is

gemiddeld hoogwater, de waarde van het dal gemiddeld laagwater

- In tegenstelling tot in de probabilistische analyse is de grondwaterstand afhankelijk van de buitenwaterstand, en volgt deze met een bepaalde vertraging, door de verslechterde werking van de drainagekoffer in de tijd en de beperkte doorlatendheid van het grondmassief
- Omdat de buiten- en de grondwaterstand als afhankelijk zijn beschouwd worden de rekenwaarden op een andere manier bepaald, namelijk op het tijdstip waarop het verval over de constructie maximaal is.
- Om aansluiting te vinden bij de kansverdelingsfunctie voor het grondwater die gegeven is in de probabilistische analyse is de vertraging van het grondwater op het buitenwater vastgesteld op 2 uur. Het maximale verval over de constructie treedt bij gebruikmaking van dit model op bij een vertraging van 3 uur, dit kan echter alleen optreden wanneer de drainagekoffer in zijn geheel uitvalt, en is zodoende niet realistisch, te meer omdat ook de wand in zijn geheel niet volledig waterdicht is.
- De partiële factoren die afgeleid zijn in de probabilistische analyse blijven gehandhaafd.

Een uitgebreide beschrijving van de methodiek om de rekenwaarden van de waterstanden is aan de hand van een aantal grafieken gegeven in Bijlage I.

4.4.2 Grondparameters

Omdat voor het bepalen van de gemiddelde waarden en de standaarddeviaties van de diverse grondparameters voor de diverse grondlagen een uitvoerig grondonderzoek nodig is gebaseerd op grote hoeveelheden meetresultaten, is ervoor gekozen de grondparameters ϕ' , γ , δ , c' en de beddingsconstanten, die gebruikt zijn in de oorspronkelijke berekeningen van de beschouwde kademuurconstructies te beschouwen als representatieve waarden. De variatiecoëfficiënten die voor de diverse parameters voor de diverse grondlagen zijn aangenomen volgen uit NEN 6740 [20], tabel 1 (ongunstige benadering) of voor de Maasvlakte uit de probabilistische analyse van IGWR [2], waar een uitgebreide studie is gedaan naar de waarden van de diverse parameters.

4.4.3 Overige parameters

Plankparameters

In de deterministische berekeningen is gewerkt met de gemiddelde waarden van het weerstandsmoment en het traagheidsmoment, behorend bij een bepaalde wanddikte van de buispalen in combinatie met een bepaald soort tussenplanken. De gekozen representatieve waarde van de vloeispanning van het staal van de buispalen en de damwandplanken is ontleend aan de oorspronkelijke berekeningen.

Terreinbelasting

De terreinbelastingen uit de oorspronkelijke berekeningen zijn beschouwd als representatieve waarden, waarvoor een variatiecoëfficiënt is aangenomen van 0,10.

Belastingen op de bovenbouw

Met de representatieve waarden van de uitwendige belastingen op de betonnen bovenbouw, welke gespecificeerd zijn in het Programma van Eisen van de desbetreffende kademuur, kunnen de maatgevende belastingcombinaties opgesteld worden voor de krachten in de combiwand, het anker en eventueel de betonpalen, gebruik makend van de partiële belastingfactoren uit NEN 6702 [19], zoals genoemd in paragraaf 4.2.

5. Vergelijkingsberekeningen

5.1 Algemeen

Om ervoor te zorgen dat de mogelijke verschillen tussen de uitkomsten van de oorspronkelijke berekeningen en de nieuwe berekeningen met de in de probabilistische analyse afgeleide partiële factoren niet veroorzaakt worden door het gebruik van verschillende software en/of een enigszins afwijkende schematisatie of rekenmethode is ervoor gekozen om de maatgevende gevallen uit de oorspronkelijke berekeningen opnieuw uit te voeren met MSheet. De resultaten van de vergelijkingsberekeningen worden vervolgens vergeleken met de hier berekende waarden.

In het “Eindrapport Probabilistische Analyse Damwandconstructies” [2] is ook al een deterministische berekening van de Bewerkingskade gemaakt, om het effect van de in eerste instantie afgeleide partiële factoren te onderzoeken. Allereerst is een herberekening gemaakt met exact dezelfde waarden van de geometrische variabelen en grondparameters die in de deterministische berekening in het eindrapport zijn gebruikt, om te onderzoeken of de gekozen berekeningsmethode aansloot bij de gebruikte rekenmethode in de probabilistische analyse. De in de probabilistische analyse gebruikte schematisering is echter zodanig vereenvoudigd dat geen goede vergelijking gemaakt kan worden tussen deze twee berekeningen. In de deterministische berekening is namelijk totaal geen rekening gehouden met krachten uit de betonnen bovenbouw. Zodoende was vanuit de probabilistische analyse ook geen enkele aanbeveling gegeven hoe om te gaan met krachten uit de bovenbouw op de combiwand en de verankering.

Omdat na een eerste serie herberekeningen bleek dat de berekende momenten en ankerkrachten niet voldoende aansloten bij de berekende waarden uit de oorspronkelijke berekeningen, is een nadere analyse gedaan naar vooral de geometrische parameters (zie paragraaf 4.4), en waar nodig zijn deze aangepast, waarna een tweede serie vergelijkingsberekeningen is uitgevoerd. De resultaten van deze tweede serie vergelijkingsberekeningen zijn voor de diverse beschouwde constructies te vinden in paragraaf 5.2 t/m 5.5. De gehele berekeningsmethode is nader toegelicht in paragraaf 5.2 aan de hand van een voorbeeldberekening.

5.2 Zeekade EMO terminal - Maasvlakte Amazonehaven

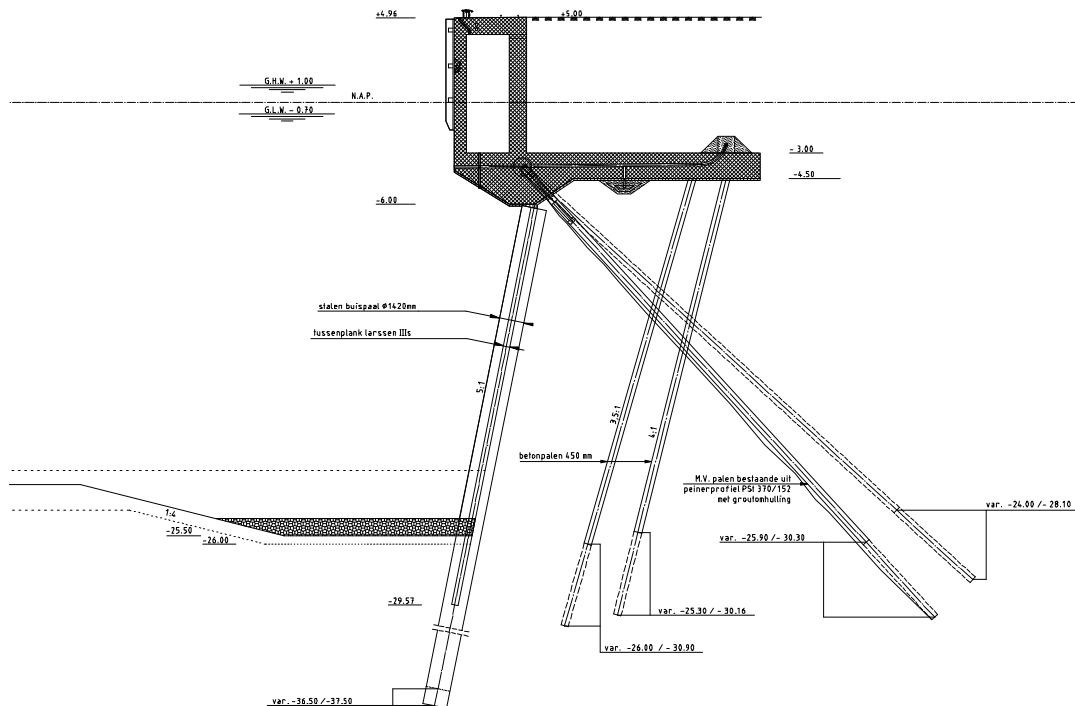
5.2.1 Projectbeschrijving EMO Zeekade



Figuur 5-1 Overzicht Europees Massagoed Overslagbedrijf (EMO)

De Zeekade van het Europees Massagoed Overslagbedrijf (EMO, voormalig Frans Swarttouw B.V.) is gelegen aan de zuidzijde van de Amazonehaven op de Maasvlakte. De constructie bestaat uit een combiwand (5:1, buispalen $\varnothing$ 1420 mm, h.o.h. 2,98 m, drievoudige tussenplanken Larssen III's) welke verankerd is met MV-palen (1:1). Daarbovenop is een gewapend betonnen kokerconstructie geplaatst, tot op een diepte van N.A.P. -6,00 m, met een ontlastvloer waaronder twee rijen betonpalen zijn geslagen. De bovenbouw is door middel van een gietstalen zadelconstructie excentrisch opgelegd op de combiwand, zodat een moment optreedt in de kop van de wand, welke het veldmoment in het midden van de wand reduceert. De contractdiepte van de Zeekade is maximaal N.A.P. - 24,00 m, de ligging van het maaiveld van de terminal is N.A.P. +5,00 m. Om de bodem te beschermen tegen de eroderende werking van stroming door onder andere schroefstralen is een 1 m dikke bodembestorting van mijnsteen toegepast.

In Figuur 5-2 is de dwarsdoorsnede gegeven van de Zeekade, op basis waarvan de vergelijkingsberekeningen zijn uitgevoerd.



Figuur 5-2 Zeekade EMO terminal - Maasvlakte Amazonehaven

5.2.2 Berekening EMO Zeekade aan de hand van het stappenplan

Stap 1:

In de eerste stap van het berekeningsproces dienen de maatgevende dwarsdoorsnede, grondschematisatie en belastingen die op de constructie werken gespecificeerd te worden. De hier beschouwde dwarsdoorsnede is reeds gegeven in Figuur 5-2. Behoudens de waterpeilen en de bodemligging zijn alle hierin gegeven peilen beschouwd als niet-stochastische waarden ($\sigma = 0$).

De rekenwaarden van de waterpeilen en de bodemligging kunnen worden bepaald met de volgende algemene formule:

$$X_i = m_i + g_i s_i \quad (5-1)$$

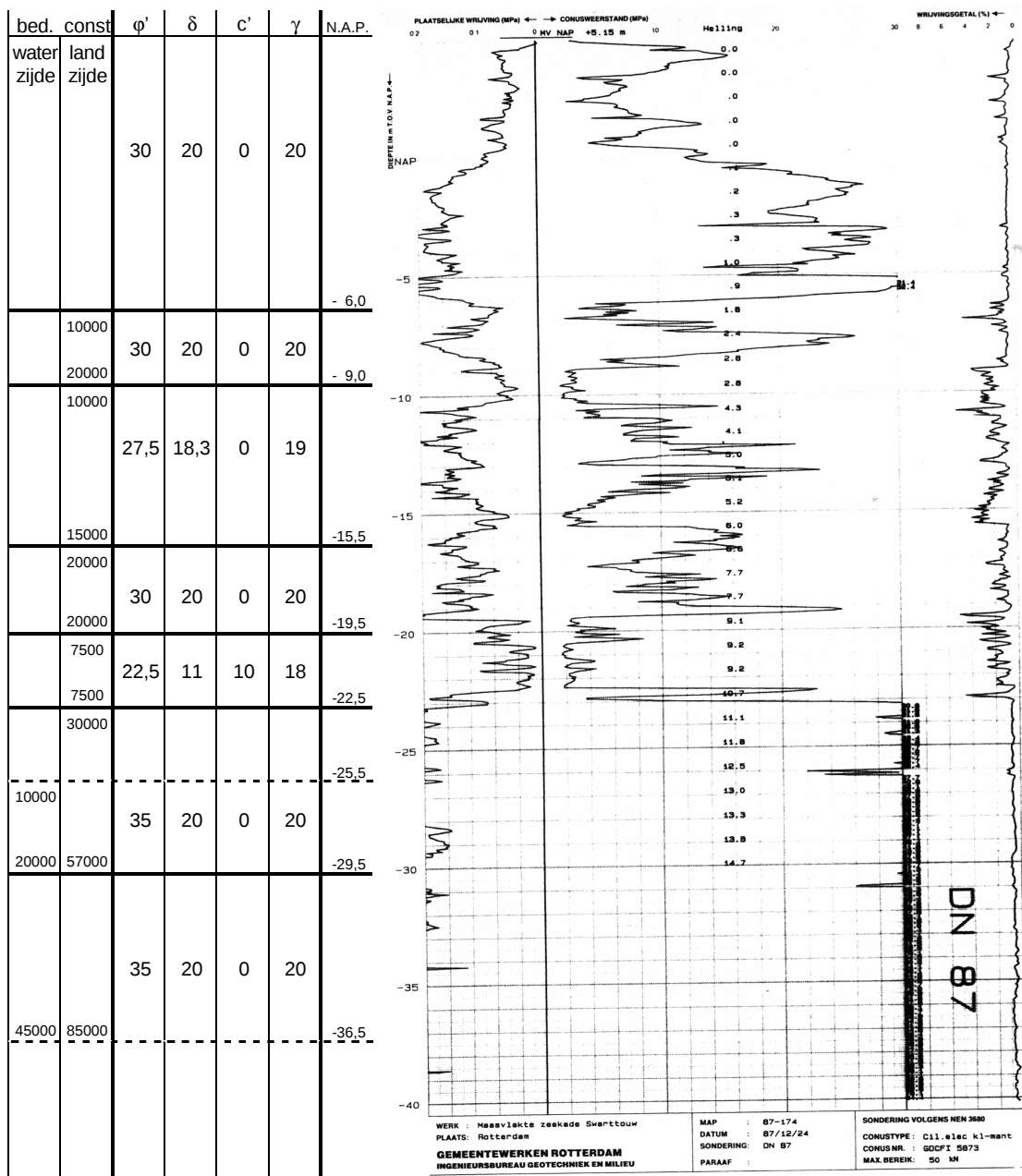
De hier toegepaste partiële veiligheidsfactor is berekend in de probabilistische analyse. Om de rekenwaarden te bepalen is het noodzakelijk om voor deze geometrische parameters een gemiddeld peil en een standaardafwijking daarop vast te stellen.

Om de rekenwaarde van de bodemligging te vinden, moet allereerst de maximale constructiediepte worden bepaald, welke volgt uit het Programma van Eisen. Bij de zeekade van het EMO is deze N.A.P. -24,00 m. De nominale bovenzijde van de bodembescherming, welke is opgebouwd uit mijnsteen ligt op N.A.P. -24,20 m, op een afstand van twee keer de

standaardafwijking hieronder, in verband met de maat- en meetnauwkeurigheid bij het aanbrengen van het stortsteenbed. ($1,96 \sigma = 0,20 \text{ m} \approx 2 \sigma$). Dit komt overeen met een overschrijdingskans van de bodemligging van 2,5%. De gemiddelde dikte van de steenbestorting is 1 m, zodat de gemiddelde baggerdiepte op N.A.P. -25,20 m komt te liggen. De rekenwaarde voor de bodemligging ligt daar weer onder in verband met de maximaal te behalen nauwkeurigheid bij het uitvoeren van het baggerwerk. Uit “maak- en meetnauwkeurigheden bij de uitvoering van baggerwerken en steenbestortingen” [17] volgt voor de onnauwkeurigheid bij het baggeren een standaardafwijking van 0,18 m ($1,96 \sigma = 0,35 \text{ m}$). De rekenwaarde voor de bodemligging wordt uiteindelijk $\mu - \gamma\sigma = \text{N.A.P.} -25,20 \text{ m} - 1,2 \times 0,18 \text{ m} = \text{N.A.P.} -25,4 \text{ m}$.

Omdat de grond- en de buitenwaterstand niet onafhankelijk zijn, zoals in de probabilistische analyse damwandconstructies [2] wordt veronderstelt, is een eenvoudig responsmodel opgesteld, welke uitgaat van een sinusvormig getijverloop en een bepaalde vertraging van het grondwater op het getij als gevolg van de slechte werking van de drainagekoffer en de beperkte doorlatendheid van de grond. De procedure om de rekenwaarden van de waterstanden te bepalen is beschreven in Bijlage I. Voor de Amazonehaven op de Maasvlakte volgt uit de analyse een rekenwaarde voor de buitenwaterstand van N.A.P. -1,28 m, en voor de grondwaterstand een waarde van N.A.P. +0,50 m. Het verval over de constructie bedraagt dan 1,78 m (in oorspronkelijke berekeningen is gerekend met 1,00 m verval voor Lastfall 1 en 2,00 m voor Lastfall 3). Het verval over de constructie zal een grondwaterstroming veroorzaken, die op zijn beurt zal zorgen voor waterover- en onderspanningen in de diverse grondlagen. Verder zal de terreinbelasting zorgen voor een wateroverspanning in de kleilaag. Het verloop van de waterspanningen in de grond is gebaseerd op het verloop van de waterspanningen in de oorspronkelijke berekening in LF3.

De sondering op basis waarvan het karakteristieke grondprofiel voor de berekening is vastgesteld, is DN87. De grondgesteldheid van dit beschouwde profiel kan als een veilige benadering voor het beschouwde gebied worden gezien. De grondparameters die gebruikt zijn in de oorspronkelijke berekening zijn beschouwd als representatieve waarden, en kunnen als zodanig toegepast worden in de vergelijkingsberekeningen. Doordat de partiële factoren op deze grondparameters allen 1,00 zijn, kunnen deze representatieve waarden rechtstreeks gebruikt worden in de berekeningen. De sondering met de bijbehorende grondlaagindeling en de grondparameters is gegeven in Figuur 5-3.

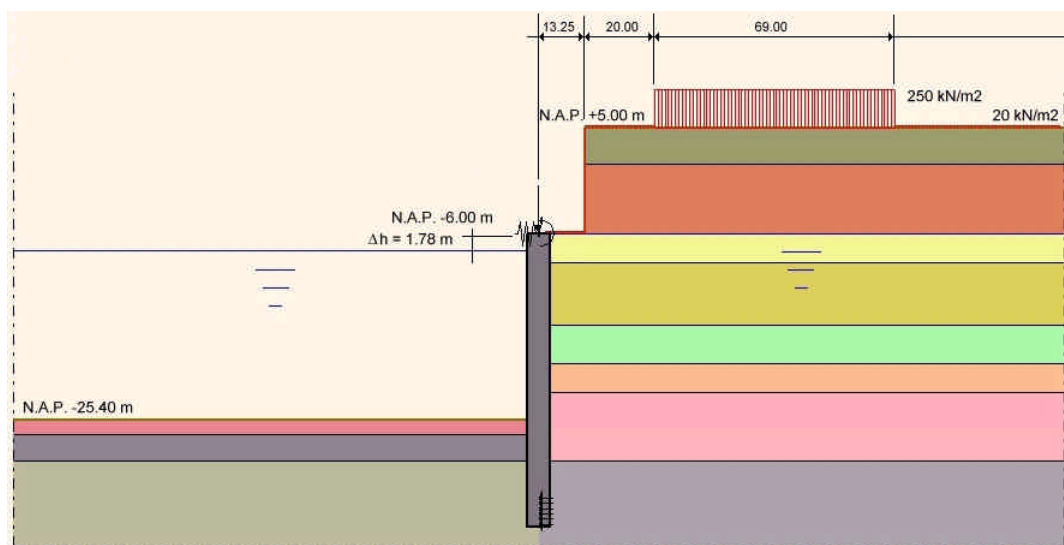


Figuur 5-3 Sondering DN87 met gebruikte grondschematisatie en parameters

De voor de buigende momenten en ankerkrachten maatgevende terreinbelasting zoals gespecificeerd in het Programma van Eisen en in de oorspronkelijke berekening is gegeven in de schematisatie van de constructie in Figuur 5-4. De krachten die vanuit de betonnen bovenbouw op de combiwand werken worden veroorzaakt door:

- Eigen gewicht van het beton
- Eigen gewicht grond boven de ontlastvloer
- Horizontale belasting t.g.v. grond achter de bovenbouw
- Horizontale belasting t.g.v. terreinbelasting achter de bovenbouw
- Vertikale belasting t.g.v. grond achter de bovenbouw (wrijving)
- Vertikale belasting t.g.v. terreinbelasting achter de bovenbouw (wrijving)
- Waterdrukken
- Terreinbelasting op de bovenbouw
- Kraanbelasting
- Bolderkracht
- Stootbelasting

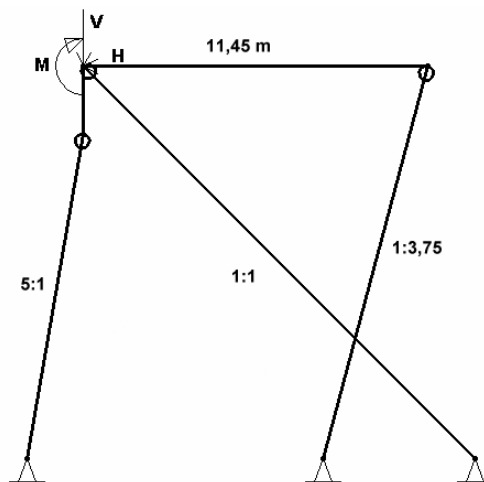
De berekeningen van de waarden van bovenstaande krachten zijn weergegeven in Bijlage Bijlage II , en worden geresumeerd in stap 2.



Figuur 5-4 Schematisatie constructie in MSheet en maatgevende terreinbelasting

Stap 2:

Om de diverse paalkrachten volgend uit de belastingen uit de bovenbouw te kunnen bepalen is de constructie geschematiseerd tot een statisch bepaalde constructie, een starre bovenbouw op drie pendelstaven, namelijk ter plaatse van de combiwand, het trekanker en de betonpalen (zie Figuur 5-5). De bepaling van de grootte van de diverse krachten is gegeven in Bijlage Bijlage II , de paalreacties zijn geresumeerd in Tabel 5-1.



Figuur 5-5 Schematisatie constructie t.b.v. bepalen krachten uit bovenbouw

	V [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	Druk in Combi- wand [kN/m]	Trek in MV- Paal [kN/m]	Druk in Beton- palen [kN/m]
Eigen gewicht beton	820,9	0,0	1270,7	611,0	-181,5	93,7
Grond boven ontlastvloer	1595,1	0,0	11364,4	303,3	-443,9	1016,8
Hor. bel. Grond	0,0	356,2	-935,7	412,9	440,3	-98,9
Hor. bel. Achterbelasting	0,0	95,0	-380,0	123,1	118,8	-38,6
Wateroverdruk	0,0	73,1	-97,6	75,4	89,4	-11,4
Wrijving grond	226,9	0,0	3176,6	-111,9	-79,2	291,0
Wrijving achterbelasting	60,5	0,0	847,0	-29,8	-21,1	77,6
Bovenbelasting	275,0	0,0	1959,4	52,3	-76,5	175,3
Kraanbelasting	550,0	55,0	-900,0	632,8	-37,1	-103,3
Bolderkracht	0,0	20,0	-190,0	36,8	26,1	-18,5
Totaal	3528,4	599,3	16114,8	2105,9	-164,7	1383,7

Tabel 5-1 Representatieve waarden van de belastingen vanuit de bovenbouw en daaruit volgende paalkrachten

Belastingcombinatie A (Maatgevend voor staalspanning in de combiwand)

Omdat de bovenbouw middels een stalen zadelconstructie excentrisch opgelegd is op de buispalen van de combiwand, zorgt de normaalkracht voor een kopmoment bovenin de wand, welke het veldmoment en de daarmee optredende staalspanningen reduceert. Anderzijds zorgt een normaalkracht in de wand voor een tweede orde moment (evenredig met de vervorming van de wand), welke het veldmoment versterkt, en voor additionele staalspanningen in de buispalen. Uit enige oriënterende berekeningen is gebleken dat het effect van het tweede orde moment en de toenemende spanningen ten gevolge van de normaalkracht maatgevend zijn boven de afname van de spanningen door de reductie van

het maximale veldmoment ten gevolge van het kopmoment. Derhalve is als maatgevende combinatie gerekend met een maximale normaalkracht in de wand. Voor een maximaal buigend moment in de wand moet de achterterreinbelasting maximaal genomen worden. De belastingfactoren die gebruikt zijn, zijn algemene factoren voor permanente en variabele belastingen bij veiligheidsklasse 3 volgens "NEN 6702, Belastingen en vervormingen, art. 5.2." [19] Discussie is nog steeds gaande of er wellicht nog gereduceerd kan worden op de gebruikte factoren, onder andere voor gronddrukken, waterdrukken en eigen gewicht van de constructie. In Tabel 5-2 zijn de rekenwaarden voor de belastingen uit de bovenbouw gegeven.

	g	Rekenwaarde Druk in Combiwand [kN/m]	Rekenwaarde Trek in MV- Paal [kN/m]	Rekenwaarde Druk in Betonpalen [kN/m]
Eigen gewicht beton	1,2	733,2	-217,8	112,4
Grond boven ontlastvloer	1,2	364,0	-532,7	1220,2
Hor. bel. Grond	1,2	495,5	528,4	-118,7
Hor. bel. Achterbelasting	1,5	184,7	178,2	-57,9
Wateroverdruk	1,2	90,5	107,3	-13,7
Wrijving grond	0,9	-100,7	-71,3	261,9
Wrijving achterbelasting	0,9	-26,8	-19,0	69,8
Bovenbelasting	1,5	78,5	-114,8	263,0
Kraanbelasting	1,5	949,2	-55,7	-155,0
Bolderkracht	1,5	55,2	39,2	-27,8
Totaal		2823,3	-158,2	1554,2

Tabel 5-2 Rekenwaarden paalkrachten voor belastingcombinatie A

Het kopmoment is te berekenen door de normaalkracht te vermenigvuldigen met de halve diameter van de buispaal ($\varnothing 1420$ mm). Daaruit volgt: $M_{kop,d} = 1948$ kNm/m.

Belastingcombinatie B (Maatgevend voor trekkracht in de verankering)

De combinatie waarbij een maximale trekkracht in het anker vanuit de bovenbouw optreedt is gegeven in Tabel 5-3. Gerekend moet worden met een maximale achterterreinbelasting, om een zo groot mogelijke horizontale druk op de combiwand te krijgen en een daarmee gepaard gaande maximale dwarskracht bovenin de wand.

	g	Rekenwaarde Druk in Combiwand [kN/m]	Rekenwaarde Trek in MV- Paal [kN/m]	Rekenwaarde Druk in Betonpalen [kN/m]
Eigen gewicht beton	0,9	549,9	-163,4	84,3
Grond boven ontlastvloer	0,9	273,0	-399,5	915,1
Hor. bel. Grond	1,2	495,5	528,4	-118,7
Hor. bel. Achterbelasting	1,5	184,7	178,2	-57,9
Wateroverdruk	1,2	90,5	107,3	-13,7
Wrijving grond	0,9	-100,7	-71,3	261,9
Wrijving achterbelasting	0,9	-26,8	-19,0	69,8
Bovenbelasting	-	0,0	0,0	0,0
Kraanbelasting	-	0,0	0,0	0,0
Bolderkracht	1,5	55,2	39,2	-27,8
Totaal		1521,3	199,9	1113,0

Tabel 5-3 Rekenwaarden paalkrachten voor belastingcombinatie B

Stap 3:

De berekeningsaanpak voor het bepalen van de benodigde inheidiepte benodigd voor de draagkracht van de combiwand is niet gewijzigd met de nieuwe partiële veiligheidsfactoren. De inheidiepte van de buispalen is daarom in de vergelijkingsberekening gelijk gehouden aan de oorspronkelijk bepaalde diepte. Ook de lengte van de tussengelegen damwandplanken is ongewijzigd verondersteld. De alhier berekende inheidieptes zijn maatgevend ten opzichte van de inheidiepte benodigd voor de stabiliteit van de wand en zullen daarom toegepast worden in de damwandberekening. Achteraf dient het ontwerp nog wel gecontroleerd te worden of aan de minimale veiligheid tegen bezijken van de grond aan de passieve zijde wordt voldaan. ($E_{pas,max}/E_{pas,mob} \geq 1,3$)

Stap 4:

Met behulp van het door GeoDelft ontwikkelde damwandprogramma MSheet kan vervolgens een damwandberekening worden uitgevoerd. De invoerfiles van de berekening zijn weergegeven in bijlage Bijlage II. Uit de damwandberekening komen de volgende representatieve waarden voor belastingcombinatie A:

$M_{veld,max,rep}$: 2967,4 kNm/m
 Dwarskracht bovenin wand (rep): 573,3 kN/m

Het met MSheet berekende moment moet hierna handmatig gereduceerd worden, om de volgende redenen: Tussen de verankering boven en de inklemming aan de onderzijde ontstaan drukbogen in het holocene zand. Hierdoor wordt de horizontale gronddruk ter plaatse van het maximale veldmoment kleiner. Tevens wordt een gedeelte van de horizontale gronddruk afgevangen door de MV-palen en de drukpalen. Voor al deze effecten

wordt het maximale veldmoment verlaagd met 25%, het inklemmingsmoment met 10 % (zie [11]). Dit moet echter bij iedere constructie afzonderlijk beschouwd worden. De optredende ankerkracht wordt verhoogd met 25%. (De hier gebruikte waarden voor deze factoren komen uit de oorspronkelijke berekening en zijn wellicht op arbitraire wijze vastgesteld)

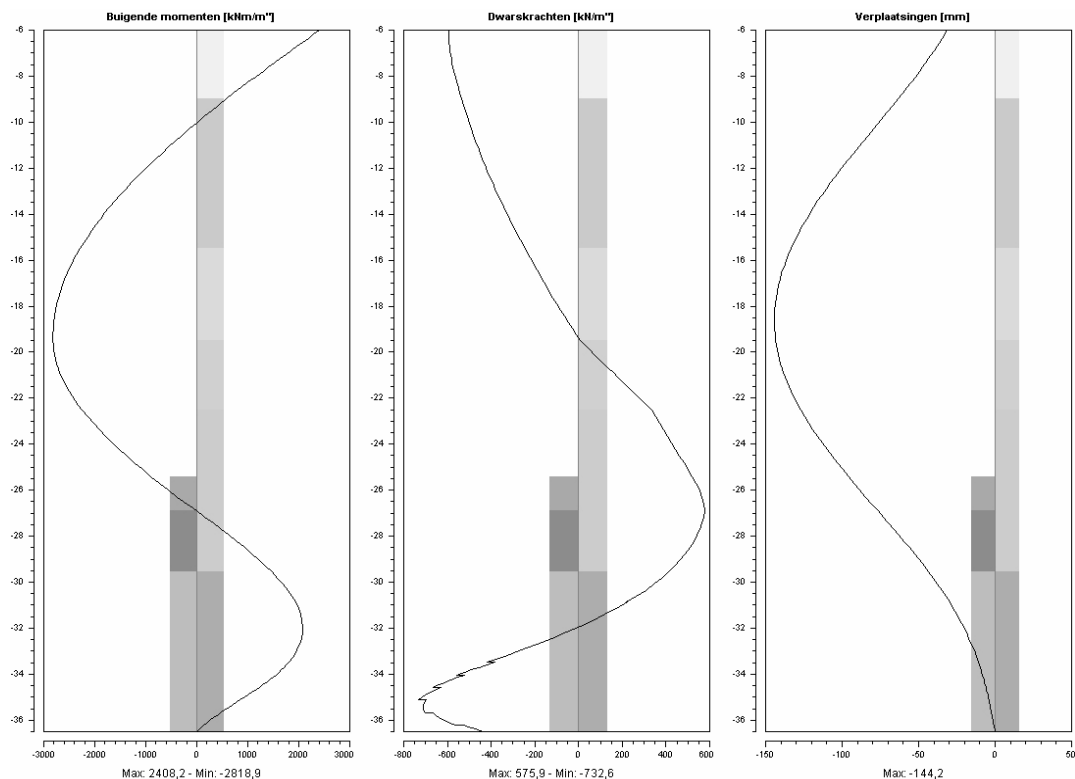
$M_{\text{veld,max,rep}}$ (incl. 25 % reductie): 2225,6 kNm/m
Dwarskracht (incl 25 % ophoging): 716,6 kN/m

De dwarskracht bovenin de wand wordt opgenomen door de MV-paal, en zorgt door de schoorstand van de MV-paal, en de daardoor optredende verticale component van de kracht voor een extra druk in de damwand. Deze wordt berekend via de schematisatie in Figuur 5-5.

Extra drukkracht in combiwand: 643,5 kN/m

Door de extra drukkracht in de combiwand verandert ook de waarde van het kopmoment. Iteratief kunnen de volgende krachten in de combiwand worden berekend (zie Figuur 5-6):

$M_{\text{veld,max,rep}}$: 2818,9 kNm/m
 $M_{\text{veld,max,rep}}$ (incl. 25% reductie): 2114,2 kNm/m
Dwarskracht bovenin wand: 594,1 kN/m
Dwarskracht (incl. 25 % verhoging): 742,6 kN/m



Figuur 5-6 Resultaten damwandberekening belastingcombinatie A

Dit leidt tot de volgende representatieve waarden van de normaalkrachten in de combiwand, de MV-palen en de betonpalen ten gevolge van de dwarskracht in de wand:

Drukkracht in Combiwand:	667,0 kN/m
Trekkracht in MV-paal:	897,8 kN/m
Drukkracht in de betonpalen:	-23,1 kN/m

Een zelfde berekening kan gemaakt worden voor belastingcombinatie B, de resultaten hiervan zijn als volgt:

$M_{veld,max}$:	3092,4 kNm/m
$M_{veld,max}$ (incl. reductie):	2319,3 kNm/m
Dwarskracht bovenin wand:	555,7 kN/m
Dwarskracht incl. verhoging:	694,6 kN/m

Dit leidt tot de volgende representatieve waarden van de normaalkrachten in de combiwand, de MV-palen en de betonpalen ten gevolge van de dwarskracht bovenin de wand:

Drukkracht in Combiwand:	623,9 kN/m
Trekkracht in MV-paal:	839,8 kN/m
Drukkracht in de betonpalen:	-21,6 kN/m

Stap 5:

Om de wanddikte van de toe te passen buispaal te bepalen moet een spanningscontrole uitgevoerd worden. De rekenwaarde van de optredende spanning dient getoetst te worden aan de rekenwaarde van de spanning die de combiwand op kan nemen. Hierbij wordt gerekend met vloeï in de uiterste vezel van de buispaal. Voordat de buispaal in werkelijkheid zal bezwijken, zal de paal eerst nog een plastisch vloeitraject doorlopen, echter de vervormingen zullen dan dermate groot worden, dat de kademuur niet meer aan al zijn functies zal kunnen voldoen.

Voor de damwandplanken wordt een bepaald profiel gekozen en daarmee wordt de buigstijfheid en het weerstandsmoment vastgelegd. Voor de spanning die het staal op kan nemen wordt gerekend met de vloeïspanning, in dit geval 480 N/mm^2 , zoals gesteld in de oorspronkelijke berekening. Dit is tevens de rekenwaarde van de staalspanning, omdat de materiaalfactor van staal vastgesteld is op 1,00. De wanddikte van de toe te passen buispaal moet zodanig gekozen worden, dat voldaan wordt aan de volgende formule:

$$\frac{s_{vloeï}}{g_{staal}} \geq \frac{M_{veld,max} \cdot g_{moment}}{W} + \frac{N_d}{A} \quad (5-2)$$

Iteratief wordt voor de toe te passen wanddikte 15,6 mm gevonden, een reductie ten opzichte van de oorspronkelijke berekeningen van ca. 3%.

Stap 6:

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de ankerkracht wordt onderscheid gemaakt tussen het aandeel van de ankerkracht uit de bovenbouw en het aandeel van de kracht uit de damwandberekening. Het aandeel uit de bovenbouw is immers al in een eerder stadium van de berekening belast met een belastingfactor, het aandeel uit de damwandberekening nog niet. De totale ankerkracht wordt dan berekend met de volgende formule:

$$F_{a,max,...,d} = F_{a,max,damwandberekening} \cdot g_{a,...} + F_{a,max,bovenbouw,d} \quad (5-3)$$

De partiële belastingfactor $\gamma_{a,...}$ (voor ... kan ingevuld worden: st,verb of gr (zie ook Tabel 5-4)) is berekend in de probabilistische analyse en verschilt per onderdeel van de verankeringsconstructie. De constructiedelen met de bijbehorende partiële belastingfactoren zijn gegeven in Tabel 5-4. Omdat de kosten voor overdimensionering van het ankerprofiel en de verbinding met de combiwand of de bovenbouw relatief laag zijn wordt extra veiligheid geëist voor deze constructieonderdelen, zodat bezwijken gegarandeerd grondmechanisch gebeurt.

Constructiedeel	Partiële factor op belasting
Ankerstaaf/profiel:	$\gamma_{a,st} = 1,5$
Verbinding met de combiwand/bovenbouw	$\gamma_{a,verb} = 1,7$
Grondmechanisch bezwijken	$\gamma_{a,gr} = 1,2$

Tabel 5-4 Partiele factoren op belasting

Wanneer de rekenwaarden voor de ankerkracht voor de diverse onderdelen bepaald zijn, moeten zij getoetst worden aan de rekenwaarde aan de sterktekant van de onderdelen.

Om de benodigde rekenwaarde van de sterkte van het profiel en de verbinding te bepalen, moeten de gevonden representatieve waarden aan de sterktekant gedeeld worden door de materiaalfactoren, behorend bij de diverse constructiedelen. Voor de ankerstaaf wordt gerekend met $\gamma_{m,staal} = 1,0$, voor de verbinding met $\gamma_{m,beton} = 1,1$. Bij het bepalen van de rekenwaarde van de sterkte voor grondmechanisch bezwijken, wordt in de regel uitgegaan van geschiktheidsproeven. Voor het ontwerp geldt de volgende voorwaarde:

$$F_{a,max,gr,d} \leq \text{de kleinste waarde van } 0,85 F_{f,d} \text{ en } F_{k,d} \quad (5-4)$$

waarin:

$F_{k,d}$ is de rekenwaarde van de kracht op het anker, waarbij de eis voor de kruipcoëfficiënt wordt overschreden

$F_{f,d}$ is de rekenwaarde van de kracht op het anker, waarbij het anker een doorgaande verplaatsing ondergaat

$F_{k,d}$ en $F_{f,d}$ moeten voldoen aan:

$$F_{k,d} = \frac{F_{k,rep}}{g_{m,k}} \quad \text{en} \quad F_{f,d} = \frac{F_{f,rep}}{g_{m,f}}$$

waarin:

$F_{k,rep}$ en $F_{f,rep}$ zijn de waarden uit de geschiktheidsproeven van respectievelijk de kracht, waarbij de eis ten aanzien van de maximale waarde van de kruipmaat k wordt overschreden en de kracht, waarbij het anker een doorgaande verplaatsing ondergaat.

$g_{m,k}$ en $g_{m,f}$ zijn de partiële materiaalfactoren die aansluitend aan de aanpak in CUR 166 op 1,25 worden gesteld.

De waarden uit de berekeningen van de optredende ankerkrachten zijn gegeven in de tabellen in paragraaf 5.2.3.

5.2.3 Resultaten vergelijkingsberekening EMO Zeekade

In onderstaande tabellen zijn de resultaten gepresenteerd van de vergelijkingsberekeningen met de nieuwe partiële factoren. In de eerste twee kolommen met resultaten (LF1,LW en LF3,LW) staan de uitkomsten van de oorspronkelijke berekeningen. In de derde kolom is het resultaat van de vergelijkingsberekeningen te zien met daarnaast het berekende percentage in verhouding tot het oorspronkelijke maatgevende geval.

Invoer	dim.	LF1, LW	LF3, LW	Partiële factoren	
Maaiveld lage zijde	[m NAP]	-25,50	-25,50	-25,40	
Waterpeil hoge zijde	[m NAP]	0,00	0,00	+0,50	
Waterpeil lage zijde	[m NAP]	-1,00	-2,00	-1,28	

Tabel 5-5 Geometrische invoerparameters EMO Zeekade

Combiwand	dim.	LF1, LW	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
Belasting					
$N_{s,rep}$ (per m)	[kN]	2573	2702	2773	
$N_{s,rep}$ (per sectie)	[kN]	7668	8052	8264	
$N_{s,d}$ (per sectie)	[kN]	7668	8052	10400	
M (per m)	[kNm/m]	2402	3292	2819	
$M_{s,rep}$ (incl. reductie)	[kNm/m]	1802	2469	2114	
$M_{s,rep}$ (per sectie)	[kNm]	5369	7358	6300	
$M_{s,d}$	[kNm]	5369	7358	8190	
Sterkte					
$\sigma_{vloei,rep}$	[N/mm ²]	480	480	480	
$\sigma_{vloei,d}$	[N/mm ²]	320	400	480	
Wanddikte (Ø 1420)	[mm]	15,9	16,1	15,6	97 %

Tabel 5-6 Resultaten berekeningen combiwand EMO Zeekade

MV-palen	dim.	LF1, LW	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
$F_{a,max;bovenbouw;rep}$	[kN/m]	-98	-61	12	
$F_{a,max;bovenbouw;d}$	[kN/m]	-98	-61	200	
$F_{a,max;damwandberekening;rep}$	[kN/m]	706	887	840	
$F_{a,max;damwandberekening;d}$	[kN/m]	706	887	-	
$F_{a,max;rep}$	[kN/m]	608	826	852	
$F_{a,max;d}$	[kN/m]	608	826	-	
Anker verbinding					
$F_{a,max;verb;d}$	[kN]	608	826	1628	
$F_{s;verb;rep}$	[kN]	1216	1239	1791	145 %
Anker stang					
$F_{a,max;st;d}$	[kN]	608		1460	
$F_{s;st;rep}$	[kN]	1216	1239	1460	118 %
Anker grondmechanisch					
$F_{a,max;gr;d}$	[kN]	608	826	1208	
$0,85 \times F_{t;d}$	[kN]	-	-	1208	
$F_{t;d}$	[kN]	-	-	1421	
$F_{t;rep}$	[kN]	1216	1239	1776	143 %

Tabel 5-7 Resultaten berekeningen MV-palen EMO Zeekade

5.2.4 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening EMO Zeekade

Met het oog op de gewijzigde factoren en omdat het waterstandsverschil over de constructie in de nieuwe berekening een waarde heeft die gelegen is tussen de waarden van Lastfall 1 en Lastfall 3 in de oorspronkelijke berekeningen en de bodemligging in de nieuwe berekening enigzins gunstiger is, viel het volgende te verwachten met betrekking tot de spanningen in de combiwand:

- Door het kleinere verval over de constructie en de daarmee gepaard gaande kleinere opwaartse waterdruk op de betonnen bovenbouw van de constructie zullen de normaalkrachten in de wand toenemen, en daarmee het kopmoment, waardoor de veldmomenten in de wand zullen reduceren ten opzichte van de LF3 berekening. Toename van het 2e orde moment zal deze afname enigzins reduceren. Tevens zullen de optredende momenten uit de damwandberekening kleiner zijn door de gewijzigde geometrische parameters.
- Anderzijds is de toegepaste factor op het buigend moment (1,3) groter dan in de oorspronkelijke LF3 berekening (1,2), de factor op de normaalkracht is samengesteld uit diverse componenten, welke variëren bij permanente of variabele belasting, gunstig of ongunstig werkend, zodat van tevoren niet exact gezegd kan worden of dit gunstiger of ongunstiger zal uitvallen dan de oorspronkelijk gebruikte factor.

Na de berekening bleek dat aan deze verwachtingen werd voldaan. De wanddikte die is gevonden ligt 3% onder de wanddikte die uit de oorspronkelijke berekening is gekomen, zodat geconcludeerd kan worden dat het berekenen van de combiwand met deze nieuwe methode voor deze constructie met diepgelegen ontlastvloer niet tot trendbreuk heeft

geleid.

Uit de resultaten van de berekening van de MV-palen blijkt dat de nieuwe berekeningsmethode grondmechanisch tot aanzienlijk zwaardere ankers leidt, namelijk een toename van 43 %. Om dit te kunnen verklaren is het nodig dat de optredende krachten in de MV-palen worden gesplitst in krachten afkomstig uit de combiwand en krachten afkomstig uit de bovenbouw.

Allereerst wordt gekeken naar de krachten uit de berekening van de wand: waar vroeger voor een LF3 berekening een overall veiligheidsfactor van 1,5 werd toegepast op deze krachten, wordt nu gerekend met een factor van 1,76 ($1,2/0,85 \times 1,25$), een toename van ca. 17%. Door de gereduceerde belasting op de wand door afgenomen waterdrukken zijn ook de dwarskrachten bovenin de wand enigszins afgenomen, namelijk met ca 5%. Een toename van de sterkte van het anker van 43 % valt hiermee niet te verklaren. Het verschil zit dus in hoe omgegaan wordt met krachten uit de bovenbouw.

In het verleden werden krachten uit de bovenbouw simpelweg opgeteld bij de krachten die volgden uit de damwandberekening. Vervolgens werd de overall veiligheidsfactor (1,5 bij LF3) toegepast over deze totale waarde. In het geval van deze zware, diepgelegen bovenbouwconstructie is deze aanpak niet geheel gerechtvaardigd. Vanuit de zware bovenbouw wordt de MV-paal namelijk op druk belast. Deze drukkracht reduceert de trekkracht die volgt uit de damwandberekening. Wanneer vervolgens op deze samengestelde waarde van de ankerkracht een overall factor wordt toegepast, wordt de drukkracht uit de bovenbouw, die dus gunstig werkt op de totale trekkracht in de paal, ook vermenigvuldigd met deze waarde. De kracht uit de bovenbouw wordt dus nog gunstiger geacht dan hij is.

Wanneer met partiële belastingfactoren wordt gerekend, worden de krachten op de bovenbouw die een drukkracht in de verankering teweeg brengen vermenigvuldigd met 0,9, de krachten die voor een trekkracht zorgen met 1,2 of 1,5, afhankelijk van de aard van de belasting (permanent respectievelijk variabel). Op deze manier wordt het effect van alle optredende krachten ongunstiger dan ze daadwerkelijk zijn: een veilige benadering. De trendbreuk die bij deze specifieke constructie optreedt in de dimensionering van de MV-palen is dus niet veroorzaakt door het introduceren van deze set nieuwe partiële veiligheidsfactoren, maar eerder door het invoeren van de gehele berekeningsmethode waarin gebruik wordt gemaakt van partiële factoren op alle afzonderlijke belastingen.

De toename in de representatieve waarde van de sterkte van de ankerverbinding is ongeveer gelijk aan de toename van de representatieve waarde van de grondmechanische sterkte. Deze toename zou hoger moeten liggen omdat in de foutenboom een hogere betrouwbaarheidsindex wordt geeist voor dit mechanisme, en er gerekend is met dezelfde variatiecoëfficiënt in de probabilistische analyse. Dit wordt veroorzaakt doordat voor alle mechanismen met dezelfde rekenwaarden is gewerkt voor de krachten vanuit de bovenbouw en er alleen op de krachten uit de wand een hogere factor wordt toegepast.

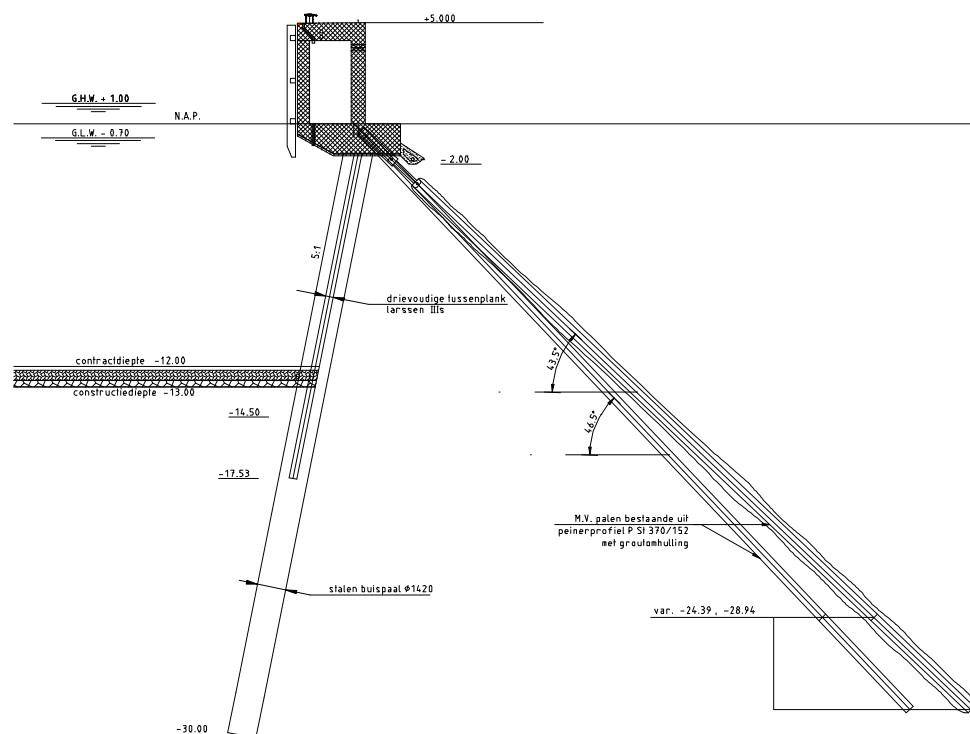
De berekende representatieve waarde van de sterkte van het ankerprofiel mag wel lager

liggen dan de representatieve waarde van de grondmechanische sterkte, omdat de variatiecoëfficiënt op de sterkte van het profiel (vloeispanning) lager is.

Als laatste dient opgemerkt te worden dat de factoren gebruikt bij de oorspronkelijke berekening van de Zeekade van EMO aan de lage kant zijn, en dat bij berekeningen daarna vaak een hogere veiligheidsfactor is gebruikt.

5.3 Bewerkingskade EMO Terminal - Maasvlakte Beerkanaal

5.3.1 Projectbeschrijving EMO Bewerkingskade



Figuur 5-7 Bewerkingskade EMO Terminal - Maasvlakte Beerkanaal.

De Bewerkingskade van het Europees Massagoed Overslagbedrijf (EMO, voormalig Frans Swarttouw B.V.) is gelegen aan het Beerkanaal op de Maasvlakte en heeft een lengte van ca. 800 m. De constructiediepte bedraagt N.A.P. -13,00 m over een lengte van 264 m en N.A.P. -9,50 m over 362 m. Daartussenin is een overgangsgedebied gesitueerd. De constructie bestaat uit een gewapend betonnen bovenbouw, welke wordt ondersteund door een combiwand (5:1). De combiwand bestaat uit buispalen Ø1420 mm h.o.h. 2,98 m, waartussen drievoudige tussenplanken zijn geplaatst (Larssen 3s). Voor opname van de trekkrachten uit de wand en de bovenbouw zijn MV-palen toegepast (1:1). Het maaiveld van het terminalterrein ligt op N.A.P. +5,00 m. In de oorspronkelijke berekeningen is snede II gevonden als maatgevend, bij Lastfall 3 Laagwater (Buitenwater N.A.P. -2,00 m, Grondwater N.A.P. 0,00 m), en een bovenbelasting, gespecificeerd in het Programma van Eisen, Belastingcombinatie B.

5.3.2 Resultaten Berekening EMO Bewerkingskade

In onderstaande tabellen zijn de resultaten gepresenteerd van de vergelijkingsberekeningen met de nieuwe partiële factoren. In de eerste kolom met resultaten (LF3,LW) staan de uitkomsten van de oorspronkelijke maatgevende berekening. In de tweede kolom is het resultaat van de vergelijkingsberekeningen te zien met daarnaast het berekende percentage in verhouding tot het oorspronkelijke maatgevende geval.

Invoer	dim.	LF3, LW	Partiële factoren	
Maaiveld lage zijde	[m NAP]	-13,50	-13,40	
Waterpeil hoge zijde	[m NAP]	0,00	+0,50	
Waterpeil lage zijde	[m NAP]	-2,00	-1,28	

Tabel 5-8 Geometrische invoerparameters EMO bewerkingskade

Combiwand	dim.	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
Belasting				
N _{s,rep} (per m)	[kN]	1699	1637	
N _{s,rep} (per sectie)	[kN]	5063	4877	
N _{s,d} (per sectie)	[kN]	5063	4877	
M (per m)				
M _{s,rep} (incl. reductie)	[kNm/m]	2367	2254	
M _{s,rep} (per sectie)	[kNm]	1823	1736	
M _{s,d}	[kNm]	5431	5172	
Sterkte				
σ _{vloe,rep}	[N/mm ²]	445	445	
σ _{vloe,d}	[N/mm ²]	342	445	
Wanddikte (Ø 1420)	[mm]	13,2	11,8	89 %

Tabel 5-9 Resultaten berekening combiwand EMO Bewerkingskade

MV-palen	dim.	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
F _{a,max;bovenbouw;rep}	[kN/m]	273	277	
F _{a,max;bovenbouw;d}	[kN/m]	273	442	
F _{a,max;damwandberekening;rep}	[kN/m]	621	598	
F _{a,max;damwandberekening;d}	[kN/m]	621	-	
F _{a,max;rep}	[kN/m]	894	875	
F _{a,max;d}	[kN/m]	894	-	
Anker verbinding				
F _{a,max;verb;d}	[kN]	894	1459	
F _{s;verb;rep}	[kN]	1520	1605	106 %
Anker stang				
F _{a,max;st;d}	[kN]	894	1339	
F _{s;st;rep}	[kN]	1520	1339	88 %
Anker grondmechanisch				
F _{a,max;gr;d}	[kN]	894	1160	
0,85 x F _{f,d}	[kN]	-	1160	
F _{f,d}	[kN]	-	1364	
F _{f;rep}	[kN]	1520	1705	112 %

Tabel 5-10 Resultaten berekeningen MV-palen EMO Bewerkingskade

5.3.3 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening EMO Bewerkingskade

Met het oog op de gewijzigde factoren en omdat het waterstandsverschil over de constructie in de nieuwe berekening enigzins kleiner is dan de waarde van het verval bij Lastfall 3 in de oorspronkelijke berekening en de bodemligging in de nieuwe berekening enigzins gunstiger is, viel het volgende te verwachten met betrekking tot de spanningen in de combiwand:

- Door de hogere ligging van het grondwaterpeil en de daarmee gepaard gaande grotere opwaartse waterdruk op de betonnen bovenbouw van de constructie zullen de normaalkrachten in de wand afnemen. Hierdoor zal ook het 2e orde moment in de wand enigzins afnemen, echter dit zal minimaal zijn. Het kopmoment zal minder gunstig uitvallen dan in de oorspronkelijke berekeningen, omdat de krachten belast zijn met partiële factoren. De optredende momenten uit de damwandberekening zullen kleiner zijn door de gewijzigde geometrische parameters.
- De toegepaste factor op het buigend moment (1,3) is gelijk aan de overall veiligheidsfactor die in de oorspronkelijke berekening is gebruikt voor LF3, de factor op de normaalkracht is samengesteld uit diverse componenten, welke variëren bij permanente of variabele belasting, gunstig of ongunstig werkend, zodat van tevoren niet exact gezegd kan worden of dit gunstiger of ongunstiger zal uitvallen dan de oorspronkelijk gebruikte factor.

Na de berekening bleek dat de wanddikte die is gevonden 11% onder de wanddikte die uit de oorspronkelijke berekening is gekomen ligt. Hieruit zou geconcludeerd kunnen worden dat er trendbreuk met de oorspronkelijke berekeningsmethode optreedt, echter in de oorspronkelijke berekening is gerekend met overall veiligheidsfactoren op de staalspanning, met een waarde van 1,7 voor LF1 en 1,3 voor LF3. Deze waarden zijn zelfs voor die tijd aan de hoge kant, bij de meeste berekeningen is gewerkt met 1,5 en 1,2 voor respectievelijk LF1 en LF3. Wanneer de Bewerkingskade toendertijd met deze lagere factoren zou zijn berekend, hadden de gevonden waarden van de wanddikte van de combiwand ook al zo'n 8% lager uitgevallen. De met de nieuwe partiële factoren berekende waarden sluiten hier mooi op aan.

Omdat de toegepaste factor op de kracht uit de wand voor het mechanisme "grondmechanisch bezwijken" bij de nieuwe berekeningsmethode slechts een fractie hoger is dan de oorspronkelijke factor van 1,7 gebruikt bij LF3, en de gevonden dwarskracht uit de damwandberekening slechts een fractie lager, is de gevonden toename van 12% in de ankerkracht toe te schrijven aan de manier waarop er omgegaan wordt met de krachten uit de bovenbouw.

5.4 ECT/Sealand Delta terminal - Containerkade Delta 2

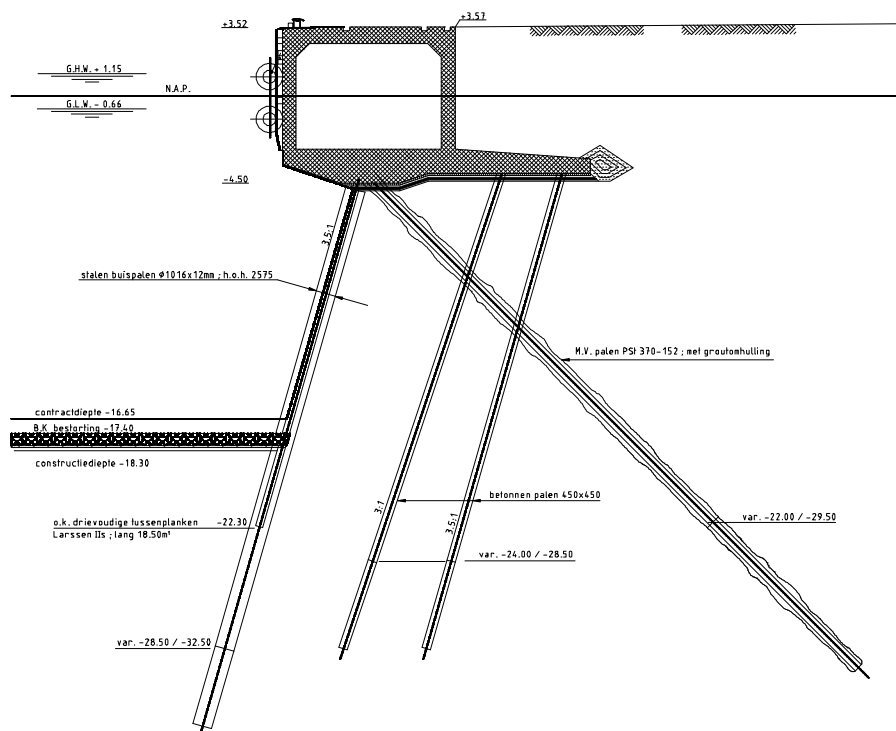
5.4.1 Projectbeschrijving Containerkade Delta 2



Figuur 5-8 Overzicht ECT/Sealand Delta terminal

De kademuur van de Delta 2 terminal van ECT/Sealand is gelegen aan de zuidzijde van de Europahaven op de Maasvlakte in Rotterdam. De kade heeft een lengte van 1425 m en is geschikt voor '4e generatie' containerschepen, door de contractdiepte van N.A.P. -16,65 m. De constructiediepte bedraagt N.A.P. -18,00 m. De constructie bestaat uit een betonnen kokerconstructie, welke middels een gietstalen zadel is opgelegd op een combiwand. De buispalen in de wand hebben een diameter van 1016 mm, de tussenplanken zijn van het type Larssen II, zodat de systeemmaat van de wand op 2,58 m komt. De ontlastvloer van het kokerprofiel wordt ondersteund door betonpalen. Het geheel is verankerd met M.V.-palen. Het maaiveld van de terminal ligt iets boven de N.A.P. +3,50 m.

In de in 1989 uitgevoerde berekeningen was LF1LW maatgevend voor het moment in de combiwand. LF3HW was maatgevend voor de trekkracht in de M.V.-palen.



Figuur 5-9 Rotterdam-Maasvlakte, ECT/Sealand Delta 2 terminal

5.4.2 Resultaten berekening Containerkade Delta 2

In onderstaande tabellen zijn de resultaten gepresenteerd van de vergelijkingsberekeningen met de nieuwe partiële factoren. In de eerste twee kolommen met resultaten (LF1 en LF3) staan de uitkomsten van de oorspronkelijke berekeningen. In de derde kolom is het resultaat van de vergelijkingsberekeningen te zien met daarnaast het berekende percentage in verhouding tot het oorspronkelijke maatgevende geval.

Invoer	dim.	LF1, LW	LF3, LW	Partiële factoren	
Maaiveld lage zijde	[m NAP]	-18,00	-18,00	-17,90	
Waterpeil hoge zijde	[m NAP]	0,00	0,00	+0,50	
Waterpeil lage zijde	[m NAP]	-1,00	-2,00	-1,28	

Tabel 5-11 Geometrische invoerparameters containerkade Delta 2

Combiwand	dim.	LF1, LW	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
Belasting					
N _{s,rep} (per m)	[kN]	1359	1449	1201	
N _{s,rep} (per sectie)	[kN]	3505	3738	3093	
N _{s,d} (per sectie)	[kN]	3505	3738	4386	
M (per m)	[kNm/m]	721	949	882	
M _{s,rep} (incl. reductie)	[kNm/m]	577	759	706	
M _{s,rep} (per sectie)	[kNm]	1486	1955	1818	
M _{s,d}	[kNm]	1486	1955	2364	
Sterkte					
σ _{vloe,i,rep}	[N/mm ²]	415	415	415	
σ _{vloe,i,d}	[N/mm ²]	277	346	415	
Wanddikte (Ø 1016)	[mm]	10,0	9,8	9,7	97 %

Tabel 5-12 Resultaten berekening combiwand containerkade Delta 2

MV-palen	dim.	LF1, LW	LF3, HW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
F _{a,max;bovenbouw;rep}	[kN/m]	21	102	20	
F _{a,max;bovenbouw;d}	[kN/m]	242	293	246	
F _{a,max;damwandberekening,rep}	[kN/m]	306	396	396	
F _{a,max;damwandberekening,d}	[kN/m]	536	594	-	
F _{a,max;rep}	[kN/m]	327	453	416	
F _{a,max;d}	[kN/m]	842	887	-	
Anker verbinding					
F _{a,max;verb;d}	[kN]	842	887	919	
F _{s,verb;rep}	[kN]	842	887	1011	114 %
Anker stang					
F _{a,max;st;d}	[kN]	842	887	840	
F _{s,st;rep}	[kN]	842	887	840	95 %
Anker grondmechanisch					
F _{a,max;gr;d}	[kN]	842	887	721	
0,85 x F _{f,d}	[kN]	-	-	721	
F _{f,d}	[kN]	-	-	848	
F _{f,rep}	[kN]	842	887	1061	120 %

Tabel 5-13 Resultaten berekening MV-palen containerkade Delta 2

5.4.3 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening containerkade Delta 2

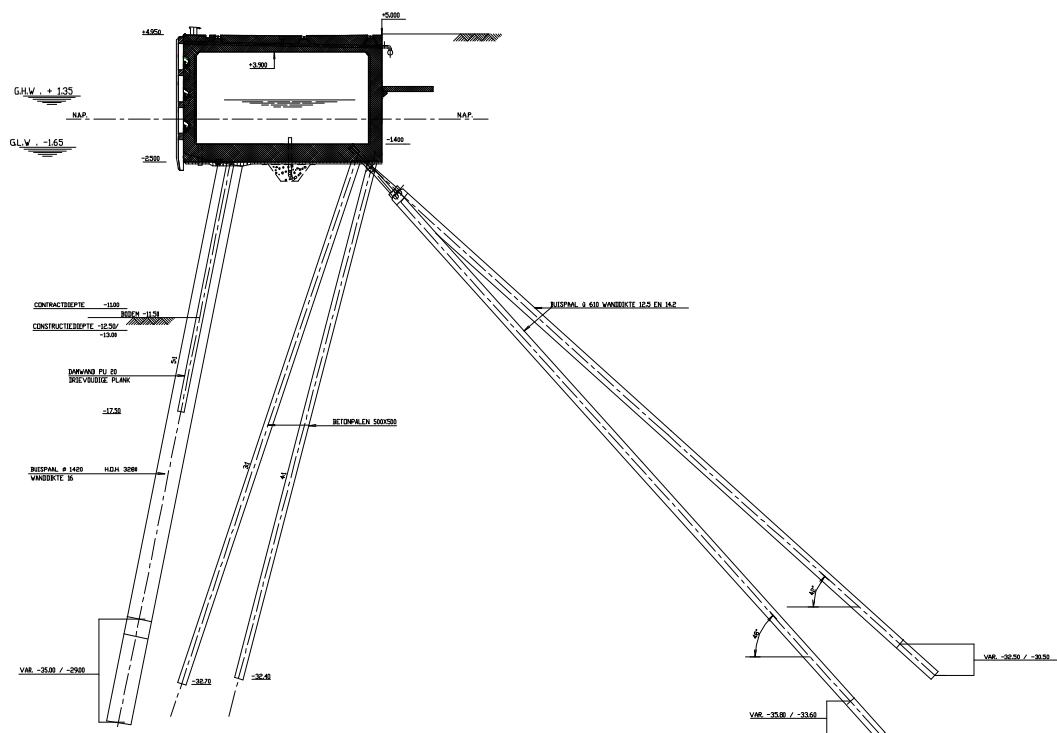
Evenals bij de vorige twee beschouwde constructies zijn de rekenwaarden van de waterstanden en de bodemligging enigszins gunstiger dan in de oorspronkelijke LF3 situatie. Het optredende moment in de wand is hierdoor kleiner dan in de oorspronkelijke berekening. De opwaartse waterdruk op de betonnen bovenbouw is enigszins kleiner, waardoor de normaalkracht op de wand groter zal zijn. Door de excentrische oplegging van de bovenbouw op de combiwand reduceert dit wederom de buigende momenten in de wand. Door toepassing van de hogere partiële factor op het buigende moment, wordt deze afname van buigende momenten in de wand gecompenseerd, en uit de berekening volgt voor de wanddikte een reductie van 3%. Er kan dus gesteld worden dat geen trendbreuk

optreedt met de oorspronkelijke berekeningen wat betreft de wanddikte van de buispalen.

Voor de berekening van sterkte van de MV-palen is in de oorspronkelijke berekening onderscheid gemaakt tussen belastingen die voor een drukkracht in de paal zorgen en belastingen die de paal op trek belasten. Bij het maatgevende belastinggeval voor de trek in de MV-paal (LF3,HW) is gerekend met 0,9 op druk- en 1,5 op alle trekbelastingen. Bij de nieuwe berekeningen is onderscheid gemaakt tussen permanente en variabele belastingen die zorgen voor trekkrachten, en deze zijn respectievelijk belast met 1,2 en 1,5 aan de belastingkant, en vervolgens zijn er nog factoren toegepast aan de sterktekant van de grond van 1,47 (1,25/0,85). Dit leidt in totaal tot ankers die grondmechanisch 20 % zwaarder zijn dan de ankers die bepaald zijn in de oorspronkelijke berekeningen.

5.5 Delfzijl Handelskade Oost

5.5.1 Projectbeschrijving



Figuur 5-10 Delfzijl Handelskade Oost

In opdracht van het Havenschap Delfzijl/Eemshaven is in Delfzijl een zeekade met een lengte van 650 m aangelegd, de Handelskade Oost. De constructie bestaat uit een betonnen koker, zonder ontlastvloer die middels een stalen zadelconstructie is opgelegd op een combiwand. Deze wand bestaat uit buispalen Ø 1420 met drievoudige tussenplanken PU 20, zodat de systeemmaat 3,28 m bedraagt. De inheidiepte van de wand bedraagt in de maatgevende doorsnede N.A.P. -35,00 m. De verankering bestaat uit buispalen Ø 610 mm,

welke zijn ingebracht onder een hoek die varieert tussen 42° en 48° . In vergelijking met de constructies die beschouwd zijn op de Maasvlakte is vooral de grondgesteldheid bijzonder, de ondergrond bestaat namelijk vanaf N.A.P. -12,50 m uit zware, ondoorlatende (pot)klei.

Maatgevend in de oorspronkelijke berekeningen was het belastinggeval LF3LW, waarbij de ondergrond als ongedraineerd werd beschouwd.

Ook hier zijn middels een analyse van het optredend getij de rekenwaarden van de waterstanden bepaald. Gerekend wordt met een buitenwaterstand van N.A.P. -2,34 m, en een grondwaterstand van N.A.P. +0,11 m.

5.5.2 Resultaten berekening Handelskade Oost

In onderstaande tabellen zijn de resultaten gepresenteerd van de vergelijkingsberekeningen met de nieuwe partiële factoren. In de eerste kolom met resultaten (LF3,LW) staan de uitkomsten van de oorspronkelijke maatgevende berekening. In de kolom daarnaast is het resultaat van de vergelijkingsberekeningen te zien met daarnaast het berekende percentage in verhouding tot het oorspronkelijke maatgevende geval.

Invoer	dim.	LF3, LW	Partiële factoren	
Maaiveld lage zijde	[m NAP]	-13,00	-12,90	
Waterpeil hoge zijde	[m NAP]	-0,20	+0,11	
Waterpeil lage zijde	[m NAP]	-3,20	-2,34	

Tabel 5-14 Geometrische invoerparameters Delfzijl Handelskade Oost

Combiwand	dim.	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
Belasting				
$N_{s,rep}$ (per m)	[kN]	381	384	
$N_{s,rep}$ (per sectie)	[kN]	1250	1260	
$N_{s,d}$ (per sectie)	[kN]	1250	1135	
M (per m)	[kNm/m]	3545	2733	
$M_{s,rep}$ (incl. reductie)	[kNm/m]	2836	2186	
$M_{s,rep}$ (per sectie)	[kNm]	9301	7171	
$M_{s,d}$	[kNm]	9301	9323	
Sterkte				
$\sigma_{vloei,rep}$	[N/mm ²]	480	480	
$\sigma_{vloei,d}$	[N/mm ²]	400	480	
Wanddikte (Ø 1420)	[mm]	15,2	12,5	82 %

Tabel 5-15 Resultaten berekening combiwand Delfzijl Handelskade Oost

MV-palen	dim.	LF3, LW	Partiële factoren	% tov waarde LF1/LF3
$F_{a,max;bovenbouw;rep}$	[kN/m]	165	168	
$F_{a,max;bovenbouw;d}$	[kN/m]	232	235	
$F_{a,max;damwandberekening;rep}$	[kN/m]	608	493	
$F_{a,max;damwandberekening;d}$	[kN/m]	790	-	
$F_{a,max;rep}$	[kN/m]	773	661	
$F_{a,max;d}$	[kN/m]	1022	-	
Anker verbinding				
$F_{a,max;verb;d}$	[kN]	1022	1073	
$F_{s;verb;rep}$	[kN]	1431	1180	82 %
Anker stang				
$F_{a,max;st;d}$	[kN]	1022	975	
$F_{s;st;rep}$	[kN]	1431	975	68 %
Anker grondmechanisch				
$F_{a,max;gr;d}$	[kN]	1022	827	
$0,85 \times F_{t;d}$	[kN]	-	827	
$F_{t;d}$	[kN]	-	972	
$F_{t;rep}$	[kN]	1431	1216	85 %

Tabel 5-16 Resultaten berekening MV-palen Delfzijl Handelskade Oost

5.5.3 Conclusies uit resultaten vergelijkingsberekening Delfzijl Handelskade Oost

Uit de vergelijkingsberekeningen volgt dat met het gebruik van de nieuwe berekeningsmethode zowel de toe te passen wanddikte van de buispalen als de benodigde sterkte van het anker sterk reduceren. De afname van de wanddikte wordt voornamelijk veroorzaakt door een kleiner veldmoment in de wand, dat optreedt door de gunstigere gekozen rekenwaarden van de waterstanden. In de oorspronkelijke berekeningen is gewerkt met een verval van het water van 3,0 m over de constructie, in de nieuwe benadering met een verval van 2,45 m.

In de oorspronkelijke berekening is voor de kracht in de trekpalen eveneens gewerkt met partiële factoren die volgen uit NEN 6702, Belastingen en Vervormingen [19]. Op de trekkracht uit de damwand is een factor toegepast van 1,3. De totale rekenwaarde van de trekkracht is vermenigvuldigd met 1,4 om de toe te passen representatieve waarde van de grondmechanische sterkte van de paal te vinden. In de nieuwe berekeningen is op de trekkracht uit de wand 1,2 toegepast, vervolgens op de totale trekkracht een factor van 1,47 (1,25/0,85). Deze factoren zorgen niet voor trendbreuk met de oorspronkelijke berekening. De grote optredende verschillen tussen de oorspronkelijke en de nieuwe berekeningen volgen wederom uit de gevonden krachten uit de damwandberekening ten gevolge van de gunstigere waterstanden.

5.6 Conclusies uit vergelijkingsberekeningen

Uit de resultaten van de vergelijkingsberekeningen kunnen met betrekking tot de nieuwe factoren de volgende conclusies getrokken worden:

- De methodiek die gebruikt is in de oorspronkelijke analyse om de rekenwaarden van de waterstanden vast te stellen leidt tot zeer ongunstige waarden, omdat de buiten- en de grondwaterstand als onafhankelijk worden beschouwd. Daarom is er een nieuwe methodiek opgesteld, zoals beschreven in 4.4.1. Ook de methodiek ter bepaling van de rekenwaarde van de bodemligging is enigszins aangepast.
- De rekenwaarden van de waterstanden uit de oorspronkelijke berekeningen van Delfzijl zijn te conservatief gekozen, waardoor een verschil van zo'n 20% optreedt in de wanddikte van de buispalen tussen de oorspronkelijke en de nieuwe berekeningen. Hetzelfde geldt voor de sterkte van de verankering.
- Toepassen van de nieuwe partiële factoren voor de dimensionering van de buispalen van de combiwand leidt niet tot trendbreuk met de huidige berekeningsmethode.
- Door de veranderde manier van omgang met de krachten vanuit de betonnen bovenbouw kan het gebeuren dat grote verschillen ontstaan tussen de oorspronkelijke en de nieuwe berekeningen in de gevonden representatieve waarden van de benodigde sterkte van de diverse onderdelen van de verankering. Dit komt voor wanneer de representatieve waarden van de krachten uit de bovenbouw in totaal een drukkracht initiëren in de verankering. In de oorspronkelijke berekeningen werd deze drukkracht simpelweg opgeteld bij de kracht in de verankering vanuit de wand. Over deze totale kracht werkte een overall veiligheidsfactor om de representatieve waarde van de sterkte te bepalen. Door het gebruik van partiële factoren op de afzonderlijke componenten van de krachten uit de bovenbouw, kan het voorkomen dat de resulterende rekenwaarde van de kracht in de verankering omgezet wordt in een trekkracht. Opgeteld bij de rekenwaarde uit de wand, wordt deze kracht nog vermenigvuldigd met de factoren aan de sterktekant.
- Voor het vaststellen van de rekenwaarden van de kracht uit de wand zijn voor de drie mechanismen verschillende factoren gebruikt, omdat er destijds voor gekozen is zodanige sluitfactoren vast te stellen voor het profiel en de verbinding dat bezwijken gegarandeerd grondmechanisch zou gebeuren. Voor de krachten uit de bovenbouw zijn echter voor alle drie de mechanismen dezelfde rekenwaarden gebruikt. Hieruit wordt dus geen extra veiligheid bereikt voor het profiel en de verbinding, ten opzichte van het grondmechanisch bezwijken.
- Voor het berekenen van de representatieve waarde van de grondmechanische sterkte van het anker werkt aan de sterktekant behalve de materiaalfactor van 1,25 ook nog de factor 0,85, zoals gespecificeerd in paragraaf 5.2.2, stap 6. Een totaal van 1,47 ($1,25/0,85$). Aan de sterktekant werken voor het berekenen van de representatieve

waarde van de sterkte van het anker profiel en de verbinding slechts de materiaalfactoren, die voor de verbinding (beton) op 1,1 en voor het profiel (staal) op 1,0 zijn gesteld. Door een herverdeling van de afgeleide factoren uit de analyse van IGWR over de belasting en de sterktekant kan het tekort aan veiligheid voor de twee mechanismen opgelost worden. Als de hogere factoren namelijk aan de sterktekant werken, zou ook de kracht uit de bovenbouw extra belast worden. Dit is verder uitgewerkt in paragraaf 6.4 aan de hand van een probabilistische beschouwing van twee van de vergeleken constructies.

6. Probabilistische analyse nieuwe ontwerpen

6.1 Inleiding

Om te kunnen beoordelen of de constructies die ontworpen zijn met de nieuwe partiële factoren een voldoende hoge veiligheid tegen bezwijken behalen, kunnen de constructies probabilistisch doorgerekend worden. Hiervoor is gebruik gemaakt van het computerprogramma PCDam. Dit programma is ontwikkeld door de Bouwdienst van Rijkswaterstaat, Ir. G.M. Wolsink, om risicoanalyses mogelijk te maken betreffende de damwandconstructies die toegepast zijn bij de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg.

Het pakket bevat een probabilistische en een deterministische rekenmodule. De deterministische rekenmodule is een ééndimensionaal eindig differentieprogramma voor de berekening van momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een grondkerende wand, al dan niet (meervoudig) verankerd, welke aangesproken wordt tijdens het uitvoeren van de probabilistische som. De berekeningsresultaten van een deterministische berekening met PCDam komen overeen met de berekeningsresultaten uit MSheet, zodat geconcludeerd kan worden dat de deterministische module in PCDam valide is.

De probabilistische rekenmodule bepaalt van een aantal bezijkmechanismen het punt op de bezwijkfunctie met de hoogste kansdichtheid, gebruik makend van de deterministische rekenmodule. Om een eerste benadering te geven wordt een *“mean value”* methode gebruikt, vervolgens wordt een *“advanced first-order second-moment method with approximate full-distribution”* toegepast om de betrouwbaarheidsindex nauwkeuriger te bepalen. De theorie van deze laatste methode is beschreven in paragraaf 3.2, en wordt uitgebreid behandeld in referentie [12].

6.2 Schematisatie constructies in PCDam

Omdat PCDam oorspronkelijk niet ontwikkeld is voor de berekening van kademuurconstructies met een betonnen bovenbouw, heeft het programma voor het bepalen van de betrouwbaarheidsindices van de diverse faalmechanismen voor de constructies ontworpen met de nieuwe partiële factoren enige beperkingen.

Om te beginnen is het programma slechts geschikt om een probabilistische berekening te maken van drie mechanismen, te weten:

- Bezwijken van de grond aan passieve zijde
- Vloei van de combiwand
- Bezwijken van de verankering

Omdat bij de kademuren die beschouwd zijn in deze probabilistische berekening de inheidiepte van de buispalen is bepaald door de draagkracht die aan de palen ontleend moet worden om de krachten uit de bovenbouw af te dragen, is de kans van optreden van

het mechanisme “*bezwijken van de grond aan passieve zijde*” verwaarloosbaar klein, en zal in deze analyse niet verder worden beschouwd. Het mechanisme “*bezwijken van de verankering*” is verder op te delen in “*bezwijken van het ankerprofiel*”, “*bezwijken van de verbinding*” en “*grondmechanisch bezwijken van het anker*”. Aan de belastingkant hebben deze mechanismen allen dezelfde drijvende kracht, aan de sterktekant zijn deze drie mechanismen verschillend, doordat voor ieder onderdeel van het anker een andere variatiecoëfficiënt wordt gekozen, of omdat de gewenste betrouwbaarheidsindex β uit de foutenboom niet gelijk is. De variatiecoëfficiënten voor de sterktekant van de constructie en de gewenste betrouwbaarheidsindices zijn gegeven in Tabel 2-1 en Tabel 6-2.

Mechanisme	Toegestane faalkans p	b
Bezwijken van de combiwand op buiging	$1,0p = 5,39 \cdot 10^{-5}$	3,87
Bezwijken van het ankerprofiel	$0,2p = 1,07 \cdot 10^{-5}$	4,25
Bezwijken van de ankerverbinding	$0,2p = 1,07 \cdot 10^{-5}$	4,25
Bezwijken van het anker grondmechanisch	$0,8p = 4,312 \cdot 10^{-5}$	3,93

Tabel 6-1 Gewenste betrouwbaarheidsindices beschouwde mechanismen

Constructiedeel	Variatiecoëfficiënt
Vloeispanning combiwand	0,10
Weerstandsmoment combiwand	0,03
Vloeikracht ankerprofiel	0,10
Vloeikracht ankerverbinding	0,15
Vloeikracht anker grondmechanisch	0,15

Tabel 6-2 Variatiecoëfficiënten diverse constructiedelen

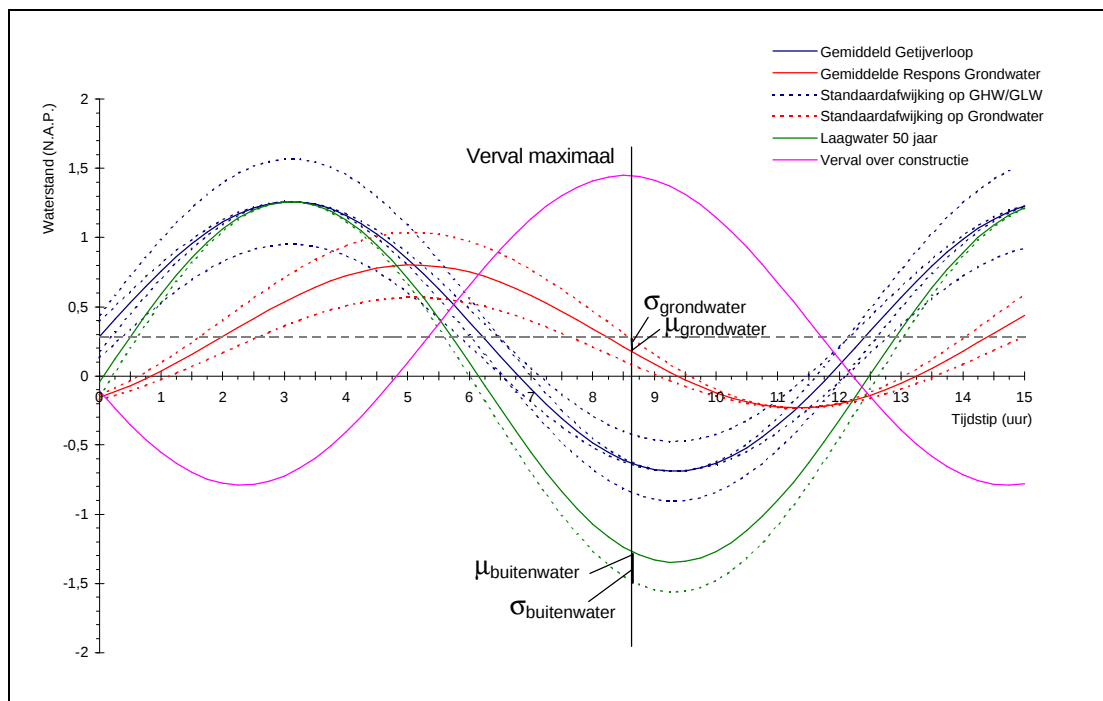
Uit metingen op proefstukken is door het Ingenieursbureau Havenwerken voor de vloeispanning van de buispalen een variatiecoëfficiënt gevonden van 0,07 à 0,08. Als gevolg van lassen en uitvoeringsaspecten is deze variatiecoëfficiënt verhoogd tot 0,10, zowel voor de buispalen van de combiwand als voor het ankerprofiel. De variatiecoëfficiënt op de gemiddelde waarde van de vloeikracht van het anker grondmechanisch is slechts geldig indien het anker als M.V.-paal wordt uitgevoerd en is verkregen via extrapolatie uit de resultaten van 12 geschiktheidsproeven op schroefinjectieankers met verschillende diameter [2].

Een andere beperking van PCDam is dat het programma alleen maar kan rekenen met vlakke maaiveldpeilen, en dat de terreinbelasting alleen maar ingevoerd kan worden als een gelijkmatig verdeelde bovenbelasting. Daarom is de schematisatie van de beschouwde constructies aangepast. Allereerst zijn in de deterministische som van MSheet achtereenvolgens de terreinbelasting en de grondlagen achter de betonnen bovenbouw verwijderd, om te zien wat de invloed van beide aandelen is op het buigend moment in de wand. Vervolgens is de grond opgehoogd over het hele maaiveld om het verlies aan buigend moment door het verwijderen van de grond achter de bovenbouw te compenseren en is een gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht, zodanig dat het totale optredende

moment weer gelijk was als in de oorspronkelijke berekening. Hoewel bij deze schematisatie de buigende momenten gelijk bleven aan de oorspronkelijke berekening, bleek dat de ankerkrachten toenamen, door de extra horizontale gronddruk tegen de wand op de plaats waar eerst de bovenbouw was gesitueerd. Daarom is voor de probabilistische berekening van de mechanismen betreffende het anker een aparte schematisatie gemaakt, waarin optredende ankerkrachten gelijk zijn gebleven aan de krachten in de oorspronkelijke berekeningen.

Een volgende beperking is dat de krachten uit de bovenbouw die op de wand en het anker werken niet als stochast ingevoerd kunnen worden. Daarom is ervoor gekozen om voor de krachten uit de bovenbouw als rekenwaarden, dus inclusief de belastingfactoren, op de wand te zetten, en net als in de deterministische benadering twee belastinggevallen voor de krachten uit de bovenbouw te beschouwen, één maatgevend voor de combiwand, de ander maatgevend voor het anker. Dit geeft vooral voor constructies waar een groot deel van de optredende krachten, zowel in het anker als in de wand, vanuit de betonnen bovenbouw komen een ongunstig beeld van de behaalde betrouwbaarheidsindices.

Verder wordt door PCDam, zoals reeds geconstateerd in paragraaf 4.4.1, de buiten- en de grondwaterstand als onafhankelijk beschouwd. Dit levert onwaarschijnlijk grote waarden voor het verval over de constructie. Daarom zijn de waarden van de gemiddelden en de standaardafwijkingen van de waterstanden ingevoerd voor het tijdstip waarop het verval over de constructie maximaal is, volgens de analyse van de waterstanden in Bijlage Bijlage I. (Zie Figuur 6-1).



Figuur 6-1 Rekenwaarden waterstanden in PCDam (Maasvlakte)

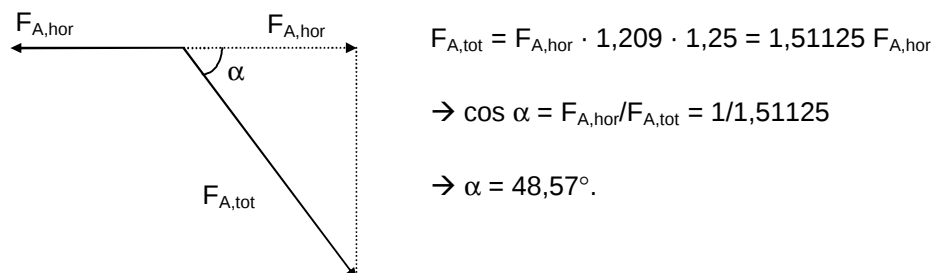
Omdat in de probabilistische analyse door IGWR reeds gebleken was dat het opdelen van de grond in meerdere lagen een gunstige werking kan hebben op de betrouwbaarheidsindex, zijn voor de beschouwde constructies niet alleen berekeningen gemaakt met de oorspronkelijke grondschematisatie, maar is ook gekeken naar het effect van het samenvoegen van grondlagen. Gekozen is voor een schematisatie van drie lagen voor de constructies op de Maasvlakte, te weten een wadzandformatie, een kleilaag en daaronder het pleistocene zandpakket.

De spanningen in de combiwand worden in het algemeen met de volgende formule berekend:

$$s = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \quad (6-1)$$

In de probabilistische berekening van het mechanisme “vloeit van de combiwand” wordt het aandeel van de normaalkracht echter niet meegenomen. Om dit effect te compenseren moet de ingevoerde vloeispanning van het staal overeenkomstig verlaagd worden. Door gewelfwerking mag er op het optredende moment in de wand gereduceerd worden, waardoor de spanningen in de wand lager zullen uitvallen. Deze reductiefactor is niet in te voeren in PCDam, maar is te verrekenen door de ingevoerde waarde van het weerstandsmoment te verhogen.

Omdat PCDam bij de berekening van de krachten in het anker geen rekening houdt met dwarskrachten die opgenomen worden door de schoorstand van de wand en de aanwezige betonpalen moet ook dit handmatig verrekend worden. De verhouding tussen de dwarskracht uit de wand en de kracht in het anker is bekend uit de berekening van de krachten uit de bovenbouw (Voor de Zeekade van EMO factor 1,209, zie ook stap 2 op pagina 28). Ook worden de optredende ankerkrachten groter door gewelfwerking (factor 1,25 voor Zeekade EMO). Allereerst was het idee om deze twee factoren te verrekenen met de hoek waaronder het anker wordt geplaatst, volgens onderstaande figuur. De ingevoerde vloeispanningen van het anker konden dan ongewijzigd worden ingevoerd.



Figuur 6-2 Bepalen hoek waaronder het anker wordt geplaatst in PCDam

Uit de probabilistische berekeningen bleek echter dat met het vergroten van de hoek van het anker ten opzichte van het horizontale vlak de behaalde betrouwbaarheidsindex voor het mechanisme omhoog ging, terwijl deze juist zou moeten afnemen bij ongewijzigde

vloeikracht van het anker. Door het vergroten van de hoek neemt de resulterende kracht $F_{A,tot}$ in het anker immers toe, en de weerstand ertegen blijft gelijk. Middels enkele berekeningen, waarbij alleen de vloeikracht in het anker als stochast is ingevoerd, is vervolgens gebleken dat de betrouwbaarheidsindex alleen goed wordt berekend met het invoeren van een horizontaal anker. Voor de fouten in de berekeningen wanneer het anker onder een hoek wordt geplaatst is geen logische verklaring gevonden, maar het is zeer aannemelijk dat er ergens in de software fout met de krachten wordt omgegaan, omdat het programma oorspronkelijk niet ontwikkeld is voor de probabilistische berekening van ankers ingebracht onder een hoek. De factoren om de ankerkracht te verhogen zijn uiteindelijk gecompenseerd door de ingevoerde vloeikracht van de diverse mechanismen van de verankering te verlagen.

6.3 Resultaten probabilistische berekening

Van de probabilistische beschouwingen van de Zeekade van EMO, ontworpen met de nieuwe partiële factoren zijn de resultaten gepresenteerd in Tabel 6-3. De in- en uitvoerfiles van PCDam voor de mechanismes “vloei van de combiwand” en “grondmechanisch bezwijken anker” zijn opgenomen in Bijlage Bijlage VI en Bijlage Bijlage VII.

Mechanisme	7 grondlagen	3 grondlagen	b-gewenst
Vloei van de combiwand	$\beta = 4,590$	$\beta = 4,580$	$\beta = 3,87$
Anker grondmechanisch	$\beta = 4,488$	$\beta = 4,403$	$\beta = 3,93$
Anker verbinding	$\beta = 4,506$	$\beta = 4,422$	$\beta = 4,25$
Anker profiel	$\beta = 5,511$	$\beta = 5,278$	$\beta = 4,25$

Tabel 6-3 Behaalde betrouwbaarheidsindices Zeekade EMO

Hieruit kan geconcludeerd worden dat voor elk van de beschouwde mechanismen een voldoende hoog, soms zelfs overmatig veiligheidsniveau is bereikt. De verhoudingen in faalkansen tussen de verschillende mechanismen komen echter niet overeen met hetgeen gesteld in de foutenboom. De probabilistische berekeningen van de Delta 2 terminal van ECT/Sealand geven het volgende beeld (zie Tabel 6-4):

Mechanisme	6 grondlagen	3 grondlagen	b-gewenst
Vloei van de combiwand	$\beta = 4,527$	$\beta = 4,571$	$\beta = 3,87$
Anker grondmechanisch	$\beta = 4,097$	$\beta = 4,002$	$\beta = 3,93$
Anker verbinding	$\beta = 3,976$	$\beta = 3,870$	$\beta = 4,25$
Anker profiel	$\beta = 4,547$	$\beta = 4,322$	$\beta = 4,25$

Tabel 6-4 Behaalde betrouwbaarheidsindices Delta 2 terminal ECT/Sealand

Hieruit volgt dat voor het mechanisme “vloei van de combiwand” hetzelfde veiligheidsniveau wordt behaald als bij de Zeekade EMO. Voor de mechanismen welke betrekking hebben op het anker is een mindere mate van veiligheid behaald, vooral op de mechanismen “bezwijken anker profiel” en het mechanisme “bezwijker anker verbinding”, waarvoor zelfs een betrouwbaarheidsindex wordt gevonden die kleiner is dan de β die voorgeschreven is in

de foutenboom.

Uit de resultaten is verder te concluderen dat het in deze gevallen niet veel uitmaakt of de grond geschematiseerd wordt als 6 of 7 grondlagen, of dat er lagen samengevoegd worden. Dit is te verklaren uit het feit dat de relatieve invloed van de grondparameters op de bezwijkfuncties voor alle mechanismen bijna nihil is. De grootste kansdichtheid op de bezwijkfunctie wordt gevonden door het variëren van de parameters aan de sterktekant van deze functie. Hieruit volgt dan ook dat wanneer de partiële veiligheidsfactoren zouden worden afgeleid volgens de theorie die beschreven is in paragraaf 3.2, de factoren geheel aan de sterktekant van de constructie zouden moeten worden toegeschreven. Voor de belastingkant zou in dat geval zelfs gerekend moeten worden met factoren kleiner dan 1,0 op de representatieve waarden van alle parameters. Deze waarde is echter afhankelijk van de variatiecoëfficiënten van de diverse parameters, welke voor de krachten uit de bovenbouw niet is meegenomen in de analyse. Daarom is er voor gekozen om de factoren die bepaald zijn op de grondparameters te handhaven en voor de belastingfactoren op de krachten uit de bovenbouw aan te sluiten bij de factoren die gegeven zijn in NEN 6702 [19].

Dat de waarden van de betrouwbaarheidsindices van de mechanismen *“bezwijken anker profiel”* en *“bezwijken anker verbinding”* vooral van de Delta 2 terminal zo laag zijn heeft een duidelijk aanwijsbare oorzaak. Voor de drie mechanismen betreffende het anker zijn in de oorspronkelijke probabilistische analyse drie verschillende belastingfactoren afgeleid voor de kracht uit de damwand, echter uit de bovenbouw volgt door het gebruik van de factoren uit NEN 6702 voor elk van de drie mechanismen dezelfde rekenwaarde voor de belasting. De som van deze krachten is voor de twee bovengenoemde mechanismen alleen nog maar vermenigvuldigd met de materiaalfactoren. Omdat bij de Delta 2 terminal een relatief groot percentage van de krachten in het anker afkomstig is uit de bovenbouw, en omdat deze krachten zijn ingevoerd als rekenwaarden, dus inclusief de belastingfactoren, is de marge tussen de optredende ankerkrachten in de probabilistische som en de weerstand daartegen relatief klein, waardoor de faalkans relatief groot wordt.

Een mogelijke oplossing is om een deel van de hogere factoren van de mechanismen *“bezwijken anker profiel”* en *“bezwijken anker verbinding”* te verschuiven van de belastingkant naar de sterktekant. Op deze manier kunnen ook voor alle drie de mechanismen dezelfde rekenwaarden voor de ankerkracht worden toegepast. Dit is verder uitgewerkt in paragraaf 6.4.

6.4 Aanpassen dimensionering en bepalen definitieve partiële factoren

Na de serie probabilistische berekeningen waarin bepaald is wat de betrouwbaarheidsindices zijn van de diverse bezwijkmechanismen is de dimensionering van de constructies zodanig aangepast dat de betrouwbaarheidsindices zoals gespecificeerd in de foutenboom worden behaald. De resultaten van deze berekening voor de Zeekade zijn als volgt (zie Tabel 6-5). De in- en uitvoerfiles van PCDam voor de mechanismen *“Vloei van de combiwand”* en *“Grondmechanisch bezwijken van het anker”* zijn weergegeven in Bijlage Bijlage VIII en Bijlage Bijlage IX.

	Partiële factoren	Probsom 7 grondlagen	Probsom 3 grondlagen	%
Wanddikte	15,6	14,2	14,2	91 %
Anker grondmechanisch rep	1776	1420	1475	83 %
Anker verbinding rep	1791	1604	1664	93 %
Anker profiel rep	1460	1140	1200	82 %

Tabel 6-5 Aangepaste dimensionering Zeekade EMO

Voor de Delta 2 terminal zijn de volgende waarden gevonden (zie Tabel 6-6):

	Partiële factoren	Probsom 6 grondlagen	Probsom 3 grondlagen	%
Wanddikte	9,7	8,9	8,85	92 %
Anker grondmechanisch rep	1061	1000	1035	98 %
Anker verbinding rep	1011	1130	1170	116 %
Anker profiel rep	840	800	830	99 %

Tabel 6-6 Aangepaste dimensionering Delta 2 terminal

Uit de resultaten van beide constructies blijkt dat de wanddikte van de buispalen met zo'n 8% gereduceerd kan worden, om nog te voldoen aan de gestelde veiligheidsnorm die opgelegd is vanuit de foutenboom. Voor beide constructies zou dit betekenen dat de factor op het buigende moment in de wand verlaagd zou kunnen worden van 1,3 naar 1,15. Er is echter besloten de factor op het buigende moment in de wand gelijk te houden aan de factor die bepaald is in de probabilistische analyse van 1996 om de volgende redenen:

- In de probabilistische analyse uit 1996 is de gevonden factor op het moment reeds verhoogd van 1,15 naar 1,30, om de onzekerheden in de deterministische berekeningsmethode, de probabilistische analyse en in de schematisatie van de constructie te compenseren.
- Uit de deterministische vergelijkingsberekeningen is gevonden dat met een factor van 1,3 op het buigend moment de wanddiktes van de buispalen grotendeels overeenkwamen met de deterministische berekeningen volgens de veiligheidsfilosofie in de EAU, welke gebaseerd is op veel ervaringen uit het verleden, ook met betrekking tot optredende vervormingen.

Om passende factoren voor de krachten in het anker af te leiden, moeten de krachten die werken in het anker weer gesplitst worden in krachten uit de bovenbouw en krachten uit de wand. In de vorige paragraaf is voorgesteld dat het wellicht praktischer is om de factoren voor de mechanismen "anker verbinding" en "anker profiel" te herverdelen over de belasting- en de sterktekant, zodat bij elk van de drie mechanismen met dezelfde rekenwaarde van de ankerkracht kan worden gewerkt. Aangezien deze drie mechanismen ook geïnitieerd worden door dezelfde kracht in het anker, ligt deze aanpak ook voor de hand. Er is gekozen voor een factor van 1,2 aan de belastingkant op de krachten uit de wand. Dit sluit aan bij hetgeen gebruikelijk was voor het mechanisme "anker bezwijkt

grondmechanisch", en is ook in overeenstemming met de factoren uit NEN 6702, de trekkracht in het anker uit de wand is immers nagenoeg een permanente belasting.

De rekenwaarden voor de krachten in het anker ($F_{S;A;max;d}$) voor de twee beschouwde constructies zijn gegeven in Tabel 6-7 en Tabel 6-8. Deze zijn dus inclusief de belastingfactoren volgens NEN 6702 en de factor 1,2 op de kracht uit de wand. Verder zijn hier de representatieve waarden van de vereiste vloeikrachten voor de drie mechanismen nogmaals geresumeerd ($F_{R;A;rep}$), en is een totale factor ($\gamma_{R;tot}$) gegeven die aan de sterktekant bij de mechanismen moet werken om aan de vereiste veiligheden te voldoen. Deze is gedeeld door de materiaalfactoren γ_m en de extra factor voor het mechanisme grondbreuk, zoals beschreven in paragraaf 5.2.2, hier aangeduid met γ_c . Hieruit volgen dan de sluitfactoren die toegepast moeten worden aan de sterktekant om een voldoende veiligheid te bereiken voor de diverse mechanismen.

Zeekade EMO	$F_{S;A;max;d}$	$F_{R;A;rep}$	$\gamma_{R;tot}$	%	γ_m	γ_c	γ_{sluit}
Grondmechanisch	1208	1475	1,22	100	1,25	1/0,85	0,83
Verbinding	1208	1664	1,38	113	1,1		1,25
Profiel	1208	1200	0,99	81	1,0		0,99

Tabel 6-7 Sluitfactoren mechanismen betreffende het anker Zeekade EMO

Delta 2 terminal	$F_{S;A;max;d}$	$F_{R;A;rep}$	$\gamma_{R;tot}$	%	γ_m	γ_c	γ_{sluit}
Grondmechanisch	721	1035	1,44	100	1,25	1/0,85	0,97
Verbinding	721	1170	1,62	113	1,1		1,48
Profiel	721	830	1,15	80	1,0		1,15

Tabel 6-8 Sluitfactoren mechanismen betreffende het anker Delta 2 Terminal

Uit bovenstaande tabellen is te zien dat de $\gamma_{R;tot}$ voor de drie mechanismen aan de hand van deze twee constructies niet eenduidig is vast te stellen. Wel is een duidelijke verhouding te zien in de deze factoren onderling. De totale veiligheidfactor $\gamma_{R;tot}$ aan de sterktekant van het mechanisme "*Bezwijken anker verbinding*" is 1,13 keer zo groot als de veiligheidfactor benodigd voor het mechanisme "*Grondmechanisch bezwijken van het anker*". De factor voor het mechanisme "*Bezwijken profiel*" is 80 procent van de $\gamma_{R;tot}$ van het mechanisme "*Grondmechanisch bezwijken*". Deze verhoudingen hebben te maken met de gestelde veiligheidsniveau's in de foutenboom en de gekozen variatiecoëfficiënten van de vloeikracht van de drie mechanismen van de verankering, en zullen gehandhaafd blijven bij de uiteindelijke keuze van de partiële factoren.

De factor die gevonden is voor de Zeekade voor het mechanisme "*Bezwijken anker grondmechanisch*" sluit aan bij de berekende factoren uit de oorspronkelijke probabilistische analyse uit 1996, echter vanwege de onzekerheden in de deterministische en de probabilistische berekening, en de schematisatie van de constructie is deze factor destijds verhoogd met ca. 20%.

Omdat bij de Delta 2 terminal de krachten uit de bovenbouw een aanzienlijk aandeel hebben in de totale kracht in het anker en zijn ingevoerd als rekenwaarden, zijn de sluitfactoren die hier zijn gevonden zeer conservatief. Daarom lijkt het in dit geval niet meer nodig om de factoren te verhogen voor onvolkomendheden in de schematisatie, de deterministische en probabilistische rekenmethode, zoals wel gebeurd is in de oorspronkelijke probabilistische analyse. De sluitfactor voor het “*beziijken grondmechanisch*” sluit in dit geval ook aan bij de factor gevonden in de oorspronkelijke analyse van IGWR, op basis waarvan de vergelijkingsberekeningen zijn gemaakt. Hieruit was gebleken dat voor dit mechanisme de afgeleide factoren toepasbaar waren. De sluitfactoren voor de verbinding en het ankerprofiel volgen dan uit de hiervoor bepaalde verhoudingen en zijn weergegeven in Tabel 6-10.

6.5 Overzicht partiële veiligheidsfactoren

In onderstaande tabellen zijn de factoren die bepaald en gebruikt zijn in de berekeningen geresumeerd en ter vergelijking naast de factoren uit de probabilistische analyse uit 1996 gezet. Voor de dimensionering van de wand zijn slechts de factoren voor de krachten vanuit de bovenbouw toegevoegd, volgens NEN 6702. Alle partiële factoren voor het dimensioneren van de comiwand zijn weergegeven in Tabel 6-9.

Parameter	[dim]	Definitieve factor analyse 2002	Definitieve factor analyse 1996
Geometrische parameters			
• Buitenwaterpeil	[m]	0,60	0,60
• Grondwaterpeil	[m]	2,00	2,00
• Bodemligging	[m]	1,20	1,20
Grondparameters			
• Volumiek gewicht grond	[kN/m ³]	1,00	1,00
• Hoek van inwendige wrijving	[°]	1,00	1,00
• Cohesie	[kPa]	1,00	1,00
• Wandwrijvingshoek	[°]	1,00	1,00
Belasting combiwand uit bovenbouw			
• Permanente belasting	[kN]	1,20	x
• Variabele belasting	[kN]	1,50	x
• Gunstig werkende belasting	[kN]	0,90	x
Buigend moment	[kNm]	1,30	1,30
Sterkteparameters combiwand			
• Weerstandsmoment	[m ³]	1,00	1,00
• Vloeispanning	[N/mm ²]	1,00	1,00
• Materiaalfactor staal	-	1,00	1,00

Tabel 6-9 Toe te passen factoren bij dimensionering combiwand

De uiteindelijke factoren die gebruikt kunnen worden voor de dimensionering van het anker zijn gegeven in Tabel 6-10. Factoren voor de omgang met de krachten uit de betonnen bovenbouw zijn toegevoegd, en om één rekenwaarde te kunnen bepalen voor de optredende belasting voor de drie mechanismen van de verankering zijn de factoren die in de oorspronkelijke probabilistische analyse zijn bepaald opgedeeld in een partiële factor voor de belastingkant en een partiële factor voor de sterktekant.

Parameter	[dim]	Definitieve factor analyse 2002	Definitieve factor analyse 1996
Ankerkrachten uit bovenbouw			
• Permanente belasting	[kN]	1,20	x
• Variabele belasting	[kN]	1,50	x
• Gunstig werkende belasting	[kN]	0,90	x
Ankerkracht uit damwandberekening	[kN]	1,20	x
• Anker grondmechanisch	[kN]	x	1,20
• Anker verbinding	[kN]	x	1,70
• Anker profiel	[kN]	x	1,50
Sluitfactoren			
• Anker grondmechanisch	-	1,00	x
• Anker verbinding	-	1,50	x
• Anker profiel	-	1,20	x
Materiaalfactoren			
• Grond	-	1,25	1,25
• Beton (maatgevend voor verbinding)	-	1,10	1,10
• Staal (profiel)	-	1,00	1,00
Aanvullende eis anker grondmechanisch			
• $F_{a,max;gr;d}/F_{f,d} \leq 0,85$	-	1/0,85	1/0,85

Tabel 6-10 Toe te passen factoren bij dimensionering verankering

In de volgende paragraaf worden de gevonden factoren weer teruggekoppeld naar de vergelijkingsberekeningen, en zullen de nieuwe waarden van de representatieve waarde van de constructiedelen gepresenteerd worden.

6.6 Terugkoppeling nieuwe factoren op vergelijkingsberekeningen

Wanneer de nieuwe afgeleide factoren teruggekoppeld worden naar de deterministische vergelijkingsberekeningen wordt voor de representatieve waarden van de sterkte van de diverse onderdelen van het anker het volgende gevonden:

Constructie	Constructiedeel verankering	Methode gebaseerd op EAU	Partiële factoren analyse 1996	Partiële factoren analyse 2002	% analyse 2002 t.o.v. EAU
Zeekade EMO	Grondmechanisch	1239	1776	1776	143
	Verbinding	1239	1791	1993	161
	Profiel	1239	1460	1450	117
Bewerkingskade EMO	Grondmechanisch	1520	1705	1705	112
	Verbinding	1520	1605	1913	126
	Profiel	1520	1339	1392	92
Delta 2 terminal ECT	Grondmechanisch	887	1061	1061	120
	Verbinding	887	1011	1190	134
	Profiel	887	840	865	98
Delfzijl Handelskade	Grondmechanisch	1431	1216	1216	85
	Verbinding	1431	1180	1364	95
	Profiel	1431	975	992	71

Tabel 6-11 Definitieve representatieve waarden van de sterkte van de diverse constructiedelen van de verankering.

De verschillen die optreden in de benodigde grondmechanische sterkte tussen de oorspronkelijke en de nieuwe berekeningen zijn reeds verklaard in Hoofdstuk 5, waar ook geconstateerd is dat een enigzins grotere grondmechanische sterkte ten opzichte van de oorspronkelijke constructies wel gewenst was. Wanneer de representatieve waarde van de grondmechanische sterkte als correct aangenomen wordt, blijkt ook dat voor de andere mechanismen van de verankering een voldoende hoog veiligheidsniveau is bereikt.

7. Conclusies en aanbevelingen

7.1 Conclusies

Op basis van de deterministische vergelijkingsberekeningen en de probabilistische berekeningen kunnen de volgende conclusies getrokken worden wat betreft de geldigheid van de partiële factoren die afgeleid zijn in de probabilistische analyse damwandconstructies door IGWR voor het ontwerp van kademuren met een betonnen bovenbouw:

- De methodiek die gebruikt is in de oorspronkelijke analyse om de rekenwaarden van de waterstanden vast te stellen leidt tot zeer ongunstige waarden, omdat de buiten- en de grondwaterstand als onafhankelijk worden beschouwd. Daarom is een nieuwe methode opgesteld ter bepaling van de rekenwaarden van de waterstanden. Deze is uitvoerig beschreven in Bijlage Bijlage I. Ook de methodiek ter bepaling van de rekenwaarde van de bodemligging is aangepast, zoals beschreven in paragraaf 4.4.1. De partiële factoren op de geometrische parameters uit de probabilistische analyse van IGWR [2] zijn gehandhaafd.
- Om de rekenwaarden van de krachten uit de betonnen bovenbouw te bepalen zijn de representatieve waarden van deze krachten belast met partiële belastingfactoren, conform de factoren in NEN 6702, belastingen en vervormingen [19].
- De partiële factoren op de representatieve waarden van de grondparameters ϕ' , c' en δ , die in de probabilistische analyse van IGWR uit 1996 op 1,00 zijn gesteld, kunnen gehandhaafd blijven
- Uit herberekeningen van vier bestaande constructies met bovengenoemde factoren en de sluitfactor 1,30 op het buigend moment uit de damwandberekening blijkt dat de dimensies van de buispalen van de combiwand aansluiten bij de dimensies uit de oorspronkelijke berekeningen gebaseerd op de EAU [11]. Uit de probabilistische berekening van twee van de herberekende constructies wordt geconcludeerd dat deze bepaalde dimensies een voldoende hoog veiligheidsniveau voor het mechanisme “vloei van de combiwand” bieden, rekening houdend met de onzekerheden zowel in de probabilistische als in de deterministische berekening.
- Omdat zowel uit de deterministische vergelijkingsberekening als uit de probabilistische berekeningen is gebleken dat de behaalde veiligheidsniveaus voor de mechanismen “bezwijken anker profiel” en “bezwijken anker verbinding” niet voldeden wanneer de kademuur op deze manier berekend werd, zijn de factoren op deze twee mechanismen aangepast, zoals aangegeven in Tabel 6-10. De factoren toegepast bij het mechanisme “grondmechanisch bezwijken van het anker” zijn ongewijzigd gebleven.

7.2 Aanbevelingen

Om een nauwkeurigere probabilistische beschouwing te kunnen maken van de gehele kademuurconstructie, waarvan de uitkomsten meer aansluiten bij de werkelijke faalkansverdeling, dient de foutenboom aangevuld te worden met mechanismen betreffende het falen van de betonnen bovenbouw, betonpalen, de eventueel aanwezige achterkraanbaan, de bodembescherming, de kathodische bescherming, etcetera. Omdat de geometrie en de krachtsverdeling van de diverse soorten kademuurconstructies steeds verschillend is, dient te allen tijde beschouwd te worden of de gestelde foutenboom voldoet voor een specifieke constructie.

Om de verdeling van de faalkansruimte in de foutenboom te kunnen bepalen dient hierna van elk van de mechanismen een bezwijkfunctie opgesteld te worden, uitgedrukt in de diverse basisvariabelen. Met een te ontwikkelen softwarepakket kan de foutenboom vervolgens van onder naar boven doorerekend worden, bijvoorbeeld met de Monte-Carlo methode, waardoor ook een betere benadering gegeven kan worden voor de correlatie tussen de diverse mechanismen. Met een zodanig pakket kunnen ook de dimensies van de constructie bepaald worden. De veiligheidsfilosofie met de partiële factoren kan dan volledig komen te vervallen, er wordt slechts gedimensioneerd op de toegestane faalkans van de topgebeurtenis. Met deze rekenmethode kunnen ook de kosten van het ontwerp geoptimaliseerd worden, er kan voor gekozen worden relatief dure constructiedelen meer faalkansruimte toe te schrijven.

Omdat in de probabilistische beschouwingen die tot op heden zijn uitgevoerd enkel is gekeken naar de uiterste grenstoestand (U.G.T.) verdient het aanbeveling te onderzoeken of op een gegeven moment, wanneer door optimalisatie van de modellering en het wegnemen van onzekerheden in het rekenproces de dimensies van de constructiedelen blijven afnemen, de bruikbaarheids grenstoestand (B.G.T.) (vervormingen van de constructie) niet maatgevend wordt. Ook dient voortdurend in de gaten gehouden te worden of de ontworpen constructies uitvoeringstechnisch nog realiseerbaar zijn.

Voor het uitvoeren van zo'n grondige studie als hierboven beschreven, verdient het uiteraard aanbeveling zorgvuldig te overwegen of de kosten hiervan opwegen tegen de opbrengsten die te verwachten zijn voor het ingenieursbureau, of dat het rendabeler is voorlopig te blijven rekenen met partiële factoren die een wellicht hoger veiligheidsniveau bieden dan in de normen voorgeschreven.

Literatuur

- [1] Calle, E.O.F. & S.E.J. Spierenburg, "*Veiligheid van damwandconstructies. Onderzoeksrapportage deel I*" (1991), Rapportnr. CO-316980/12, Grondmechanica Delft, Delft
- [2] Huijzer, G.P., "*Eindrapport probabilistische analyse damwandconstructies*", (1996), Rapportnr. 94-168/B. Ingenieursbureau Geotechniek, Gemeentewerken Rotterdam, Rotterdam
- [3] Spierenburg, S.E.J., L. de Quelerij, E.O.F. Calle, M.Th.J.H. Smits, J.T. de Vries, "*A semi-probabilistic design procedure for sheet piles*", (1994), 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 827-830, New Delhi, India
- [4] Tol, A.F. van, "*Ontwerpen van damwandconstructies volgens het CUR-handboek*", (1995), Cement, 1995 dl. 5, p. 22-27, ENCI-CEMIJ, Amsterdam
- [5] Tol, A.F. van & J. G. de Gijt, "*Quaywalls of the Rotterdam Harbour*".
Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance : proceedings of the twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, 7-10 Juni 1999, p.471-487. ed. by F.B.J. Barends
- [6] Verruijt, A., "*Grondmechanica*", (1993), VSSD, Delft
- [7] Vrijling, J.K. & J.G. de Gijt, "*Waterbouwkundige kunstwerken; Kademuren*", (2000), Collegediktaat CTwa5313, TU Delft, Delft
- [8] Vrijling, J.K., "*Probabilistic Design in Hydraulic Engineering*", (2002), Collegediktaat CT5310 (F30). TU Delft, Delft
- [9] Vrouwenvelder, A.C.W.M. & J.K. Vrijling, "*Probabilistisch ontwerpen*", Collegediktaat CTow4130. TU Delft, Delft
- [10] American Society of Civil Engineers, "*Design of Sheet Pile Walls*", (1996), Engineering manual, EM 1110-2-2504. ASCE, New York.
- [11] EAU, "*Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen*", (1996), Ernst & Sohn, Berlin
- [12] CIRIA, "*Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes*", (1977), Report 63, CIRIA, London
- [13] CUR, "*Damwandconstructies*", (1993), Publikatie 166, CUR, Gouda.
- [14] CUR, "*Kansen in de civiele techniek, deel 1: Probabilistisch ontwerpen in theorie*", (1997), Publikatie 190, CUR, Gouda
- [15] CUR, "*Kansen in de civiele techniek, deel 2: Voorbeelden uit de praktijk*", (2002), Publikatie 209, CUR, Gouda
- [16] GHR, "*Hydro-meteo informatiebundel 2*", (2001), Rotterdam
- [17] IGWR, GHR, VBKO, "*Maak- en Meetnauwkeurigheden bij de uitvoering van baggerwerken en steenbestortingen*", (2000), VBKO, Leidschendam
- [18] Hoesch Spundwand und Profil, "*Spundwand-Handbuch, Berechnung*", (1998), Krupp, Dortmund, Duitsland
- [19] NNI, "*TGB 1990, Belastingen en Vervormingen*", (1991), NEN 6702, NNI, Delft
- [20] NNI, "*TGB 1990, Geotechniek - Basiseisen en belastingen*", (1991), NEN 6740, NNI, Delft